

Sommario

1.	Premessa.....	2
2.	Descrizione dell'intervento	3
2.1.	Scelta tecnologica	5
3.	Caratteristiche dei luoghi.....	7
3.1.	Caratteristiche delle reti locali di scolo.....	7
3.2.	Rete idraulica ricettrice	10
3.3.	Assetto idrogeologico	11
3.4.	Caratteristiche idrologiche attuali.....	14
3.5.	Caratteristiche geomorfologiche, geotecniche e geologiche	16
4.	Invarianza idraulica del parco fotovoltaico.....	18
4.1.	Curva di possibilità pluviometrica.....	18
4.2.	Trasformazione delle superfici e dell'impermeabilizzazione.....	18
	Aree drenanti	18
4.2.1.	Coefficienti di deflusso specifici	20
4.2.2.	Caratteristiche idrauliche dell'area del campo fotovoltaico	20
4.3.	Valutazione del volume da invasare	21
	Calcolo del volume totale.....	21
4.3.1.	Calcolo del volume degli invasi minori e di superficie.....	24
4.3.2.	Calcolo del volume residuo da invasare.....	24
4.3.3.	Verifica del volume minimo	25
4.3.4.	Verifica del volume minimo	25
4.4.	Proposta di mitigazione idraulica per il mantenimento dell'invarianza idraulica.....	25
4.4.1.	Invaso in progetto	25
4.4.2.	Capacità dei canali principali	26
4.4.3.	Capacità delle scoline interne al campo.....	28
4.4.4.	Capacità di invaso totale.....	30
4.4.5.	Capacità di invaso totale.....	30
4.4.6.	Sistema di scarico.....	30
	Canali interni di scolo.....	33
5.	Raccolta delle acque meteoriche dell'area a Nord	37
5.1.	Aree drenanti.....	37
5.2.	Caratteristiche idrauliche dell'area esterna al campo fotovoltaico	39
5.3.	Calcolo della portata massima.....	40
5.4.	Verifica idraulica del canale	40
6.	Invarianza idraulica delle opere esterne	41

1. PREMESSA

Il presente documento progettuale analizza la compatibilità idraulica del progetto fotovoltaico proposto in Comune di Concordia Sagittaria (VE).

La relazione analizza l'interazione del parco fotovoltaico con gli aspetti morfologici, ambientali ed idraulici nell'intorno dell'impianto in progetto.

Particolare attenzione è dedicata soprattutto all'aspetto della sicurezza idraulica dell'area e delle opere in progetto, dimostrando l'invarianza idraulica dell'intervento complessivo.

2. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

L'impianto fotovoltaico in progetto è costituito da un parco di pannelli fotovoltaici e dalle opere accessorie per la produzione e trasformazione dell'energia elettrica. In modo particolare si compone di:

- pannelli fotovoltaici
- cabine di campo
- Cabina di connessione alla rete elettrica ed utente
- Linea di connessione

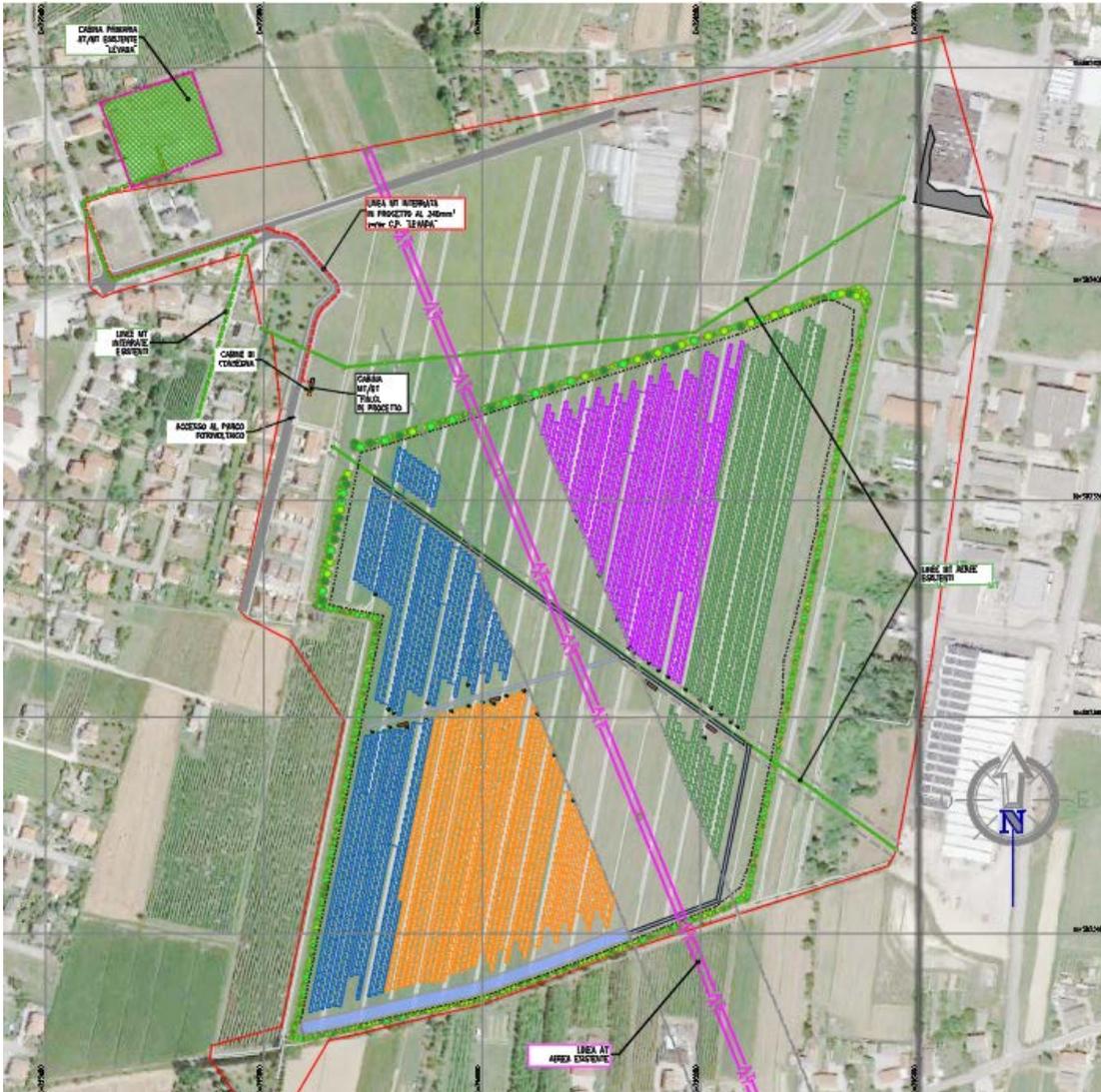


Figure 1 planimetria di progetto con indicazione dei pannelli e delle principali opere interessate dell'impianto

Le opere di connessione prevedono la realizzazione di una nuova cabina MT/BT su area in disponibilità del produttore con affaccio diretto su un tratto di strada Comunale di Via Arrio oltre l'intersezione rotatoria. Gli elettrodotti di rete interesseranno quindi tale tratto di strada e la S.S. n 14.



Figura 1: Vista dell'area di intervento

Le opere oggetto della presente richiesta di autorizzazione si costituiscono essenzialmente di:

- Elettrodotto MT interrato
- Cabina MT/BT di nuova realizzazione

Un elettrodotto interrato, posato seguendo l'esistente viabilità, collegherà alla rete di distribuzione la cabina MT/BT in progetto. L'immissione avverrà direttamente entro la Cabina Primaria denominata "Levada" individuabile a breve distanza dall'area di intervento, in Comune di Portogruaro.

Le opere di connessione prevedono la realizzazione di una nuova cabina MT/BT su area di proprietà del produttore con affaccio diretto su strada asfaltata ovvero Via A. Arrio. L'elettrodotto di rete, interrato, interesserà quindi tale tratto di strada comunale e un breve tratto della Strada Statale n.14.

2.1. Scelta tecnologica

Per il sito in oggetto si è scelto di utilizzare una tecnologia caratterizzata da moduli mono-facciali.

I moduli fotovoltaici che costituiscono di fatto il generatore fotovoltaico, sono delle apparecchiature contenenti una serie di celle fotovoltaiche in silicio mono-cristallino che costituiscono gli elementi sensibili alla luce nei quali avviene la conversione elementare di energia. Tali celle, con i relativi collegamenti elettrici, sono assemblate all'interno del modulo su un supporto rigido in vetro solare temprato ad alta trasparenza con trattamento di superficie antiriflesso avente la funzione di proteggere le celle stesse, oltre che di trasmettere la radiazione incidente alle celle con un'elevata trasmittanza.

Sul bordo del modulo è poi presente una cornice in alluminio anodizzato preforata, incollata con gomma siliconica; tale cornice è indispensabile per un'ulteriore protezione meccanica dei moduli e per fissare quest'ultimi, mediante bullonatura, alle strutture metalliche di sostegno.

I moduli mono-facciali proposti rappresentano un prodotto tecnologicamente avanzato con efficienze e potenze unitarie nella fascia alta del mercato attuale, ciò al fine di consentire la massimizzazione della resa energetica e della potenza di installata minimizzando il terreno utilizzato.

Al fine di ottimizzare la raccolta della radiazione solare si è optato per delle strutture di tipo "ad inseguitori monoassiali", allineati sull'asse nord-sud con un angolo di 11° e aventi un angolo di tilt pari a +/- 55° a seconda dell'andamento solare durante l'arco della giornata.

- TRACKER MONOASSIALE
- +/- 55° PITCH MINIMO 5,00 m
- Strutture 1xN° moduli landscape
- MODULO FV MONOFACCIALE Jinko Solar Tiger Neo N-Type 72HL4
- Potenza nominale modulo = 575W
- 19.643 moduli

Ne deriva che:

- 19.643 moduli x 575 Wp/cad. = 11.294.725 Wp

La dimensione dell'impianto fotovoltaico è tale da prevedere la divisione in diversi raggruppamenti interni denominati "sotto campi".

In modo particolare il progetto in esame è stato suddiviso secondo la potenzialità globale e le disponibilità tecnologiche presenti sul mercato, assecondando inoltre la morfologia del territorio interessato.

Vista la potenza totale, pari a 11.294,725 kW, si è prevista la divisione in 4 porzioni, gestite da una apposita cabina di campo.

Ogni sotto campo rappresenta un piccolo parco fotovoltaico a sé stante, costituito da una cabina di gestione nel quale convergono gli inverter che gestiscono le stringhe.

Le cabine sono dislocate nella zona centrale del lotto, partendo da Ovest con la Cabina di Campo 1 che gestisce l'area Ovest, la Cabina di Campo 2 che gestisce l'area Sud-Ovest, la

Cabina di Campo 3 che gestisce la parte centrale a Nord della linea elettrica AT, e Cabina di Campo 4 che gestisce la porzione Est.

La gestione delle connessioni elettriche tra i pannelli fotovoltaici e le cabine avviene tramite la posa di cavidotti interrati.

Il parco fotovoltaico è accessibile tramite il nuovo varco presso la strada comunale di Via Arrio, dove è prevista la realizzazione della cabina di connessione e della cabina di gestione del produttore. In questa zona si prevede la realizzazione di un'area di manovra realizzata tramite un piazzale in misto frantumato stabilizzato.

La cabina di nuova costruzione, denominata "FIN.CI.", è prevista lungo via Arrio ai margini di un'area residenziale.

L'area interessata, di proprietà del produttore, è parte di un ben più ampio appezzamento attualmente avente destinazione produttiva, posto a sud della Strada Statale n.14 della Venezia Giulia.

La cabina MT/BT in progetto si colloca a lato di Via Arrio, a circa 30 metri dal confine nord di un appezzamento ove sorgono alcune villette private.

Si rileva in tale punto un accesso esistente della larghezza di circa 7 metri ove i cordoli stradali in cls sono ribassati a livello del piano viario asfaltato.

La cabina viene posta a circa 6,5 metri dal nastro stradale asfaltato, la distanza è tale da non costituire impedimento ad un eventuale prosecuzione del marciapiede esistente che attualmente si interrompe all'altezza delle abitazioni.

Il basso fabbricato con struttura prefabbricata sarà costituito da:

- una vasca in c.a.p. con aperture passacavi con profondità utile di 50 cm
- pareti e solaio piano di copertura in c.a.p.
- porte e grigliati tipo standard in vetroresina

3. CARATTERISTICHE DEI LUOGHI

Il campo fotovoltaico rientra completamente nell'area urbanistica PN35 del Piano degli Interventi del Comune di Concordia Sagittaria, senza occuparla completamente. La cabina di cessione dell'energia alla rete ENEL, invece, ricade nell'area urbanistica PN34, come parte dell'elettrodotto privato di connessione tra il campo fotovoltaico e la cabina stessa. La cabina ENEL è connessa alla cabina primaria "Levada" attraverso un elettrodotto interrato che percorre la viabilità pubblica: dapprima via A. Arrio e successivamente la Strada Statale 14, Via Levada.

3.1. Caratteristiche delle reti locali di scolo

Escludendo l'elettrodotto di connessione tra la cabina ENEL e la cabina primaria, tutte le opere dell'impianto fotovoltaico sono previste in un'area attualmente coltivata, anche se urbanisticamente è a vocazione produttiva.

L'area è pianeggiante e presenta una lieve pendenza verso SSE; l'angolo NO del campo fotovoltaico è circa alla quota di 2,5 m s.l.m., mentre quello opposto si trova a circa 1,2 m s.l.m..

I terreni interessati sono attraversati da solchi di scolo delle acque meteoriche con direzione SSO ad interasse variabile, mediamente di 25 m.

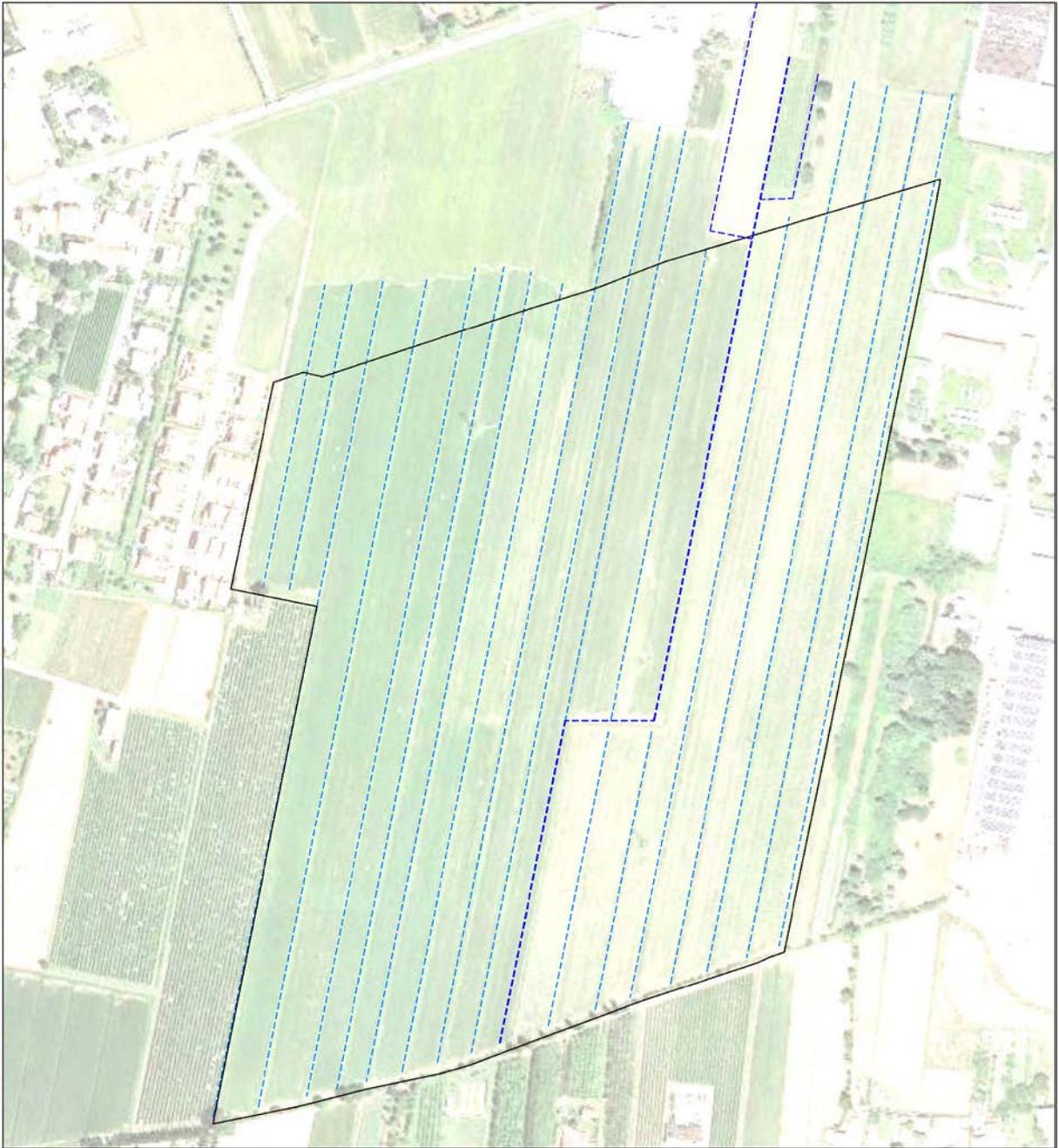


Figura 2: Area di intervento

Tutta l'area compresa tra la Strada Statale 14 e le aree urbanizzate di via Bandoquerelle a Ovest e via dell'Artigianato ad Est scarica la portata di pioggia verso il capofosso presente sul confine Sud del terreno sul quale è prevista la realizzazione del campo fotovoltaico in progetto, parallelo a via Libertà.

Le aree urbanizzate a Est ed Ovest sono servite da sistemi di fognatura indipendenti dai terreni del parco fotovoltaico in progetto.

Invece, la portata di pioggia della zona a Nord defluisce attraverso gli stessi solchi dell'area parco fotovoltaico, per essere smaltita nel capofosso a Sud.

L'area dell'impianto fotovoltaico è anche attraversata, in direzione SSE, da un Capofosso che raccoglie l'apporto pluviometrico. Tale canale raccoglie la portata di tre fossi minori presenti verso Nord e nello sviluppo forma una deviazione localizzata verso Ovest, circa 250 m a monte dell'immissione nel capofosso presente sul confine Sud del terreno sul quale è prevista la realizzazione del campo fotovoltaico in progetto, parallelo a via Libertà.



- | | | | |
|---|---|--|--|
|  | Rete idrografica a cielo aperto | D_{xx}  | Rete fognaria mista e relativo diametro [mm] |
|  | Rete idrografica tombinata | D_{xx}  | Rete fognaria meteo e relativo diametro [mm] |
|  | Fossi e Capofossi privati o laterali a viabilità cielo aperto | D_{xx}  | Rete fognaria nera |

Figura 3: Idrografia locale

3.2. Rete idraulica ricettrice

La portata raccolta dal capofosso presente a Sud del campo fotovoltaico in progetto scorre in direzione Ovest. Raggiunto lo spigolo Sud ÷ Ovest del parco solare, il capofosso cede la portata ad un canale che scorre in direzione Sud fino alla vicina via Libertà.

A valle della strada, inizia la rete idrografica propriamente detta, con il canale Cornacina I, dapprima, ed in seguito, attraverso i canali Pegolotto, Milani e Trasversale di Ponente la portata di pioggia è ceduta al canale Principale Bandoquerelle.

Attraverso l'idrovora Bandoquerelle la portata è scaricata nel fiume Lemene, che nella zona vasta presenta argini in terra sopraelevati rispetto al piano campagna circostante.

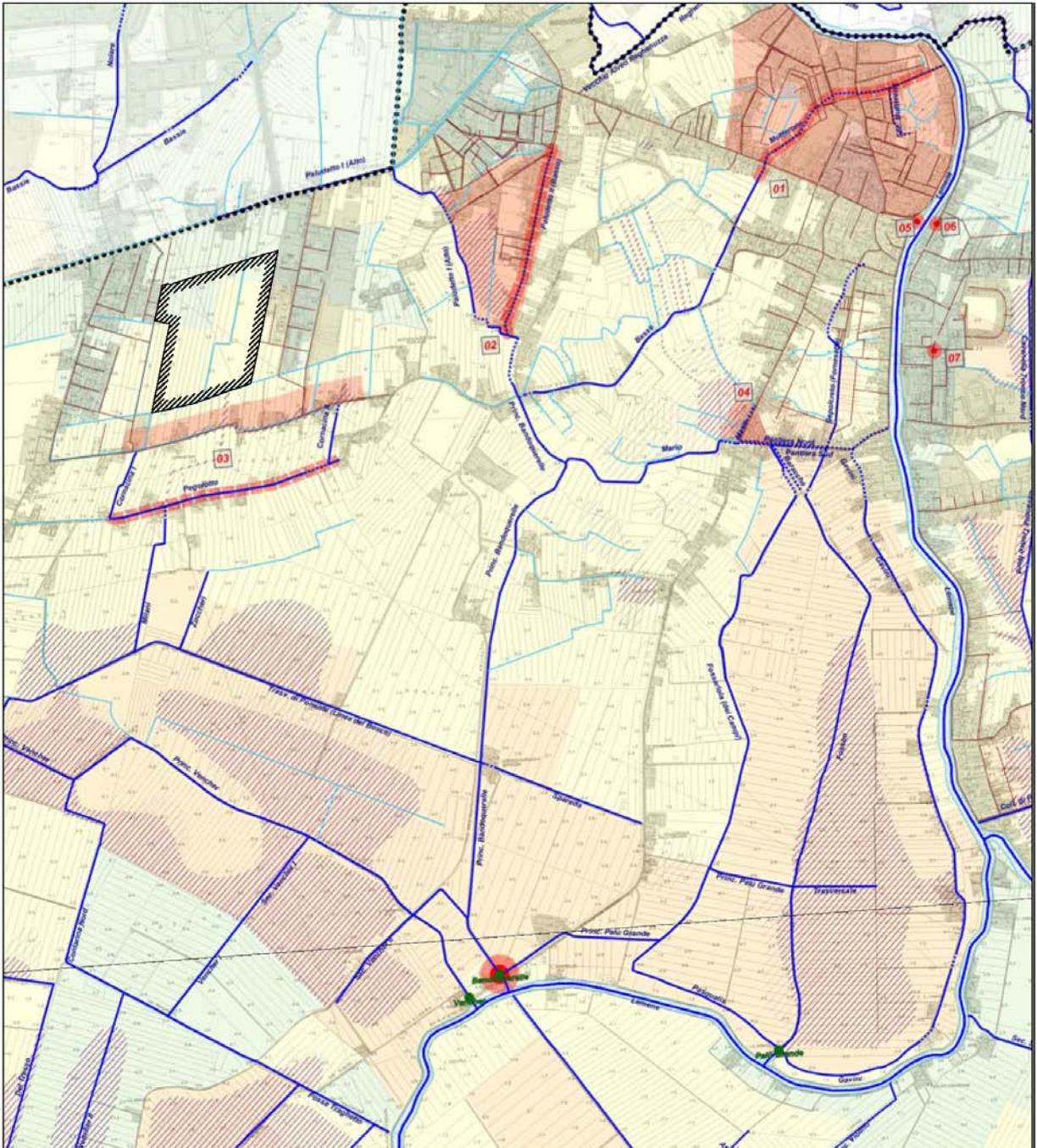




Figura 4: Idrografia generale

3.3. Assetto idrogeologico

L'area di interesse è ricompresa nel bacino idrografico del fiume Lemene ed appartiene alla zona di scolo meccanico "Bandoquerelle ÷ Palù Grande".

Il Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico del Bacino interregionale del fiume Lemene attribuisce all'area di interesse una classe di pericolosità moderata P1, associata all'"Area soggetta a scolo meccanico".

Pertanto, l'area non è investita direttamente dall'alluvione del fiume Lemene, bensì la pericolosità idraulica risulta legata all'efficacia del sistema idrovoro di sollevamento della portata di pioggia.

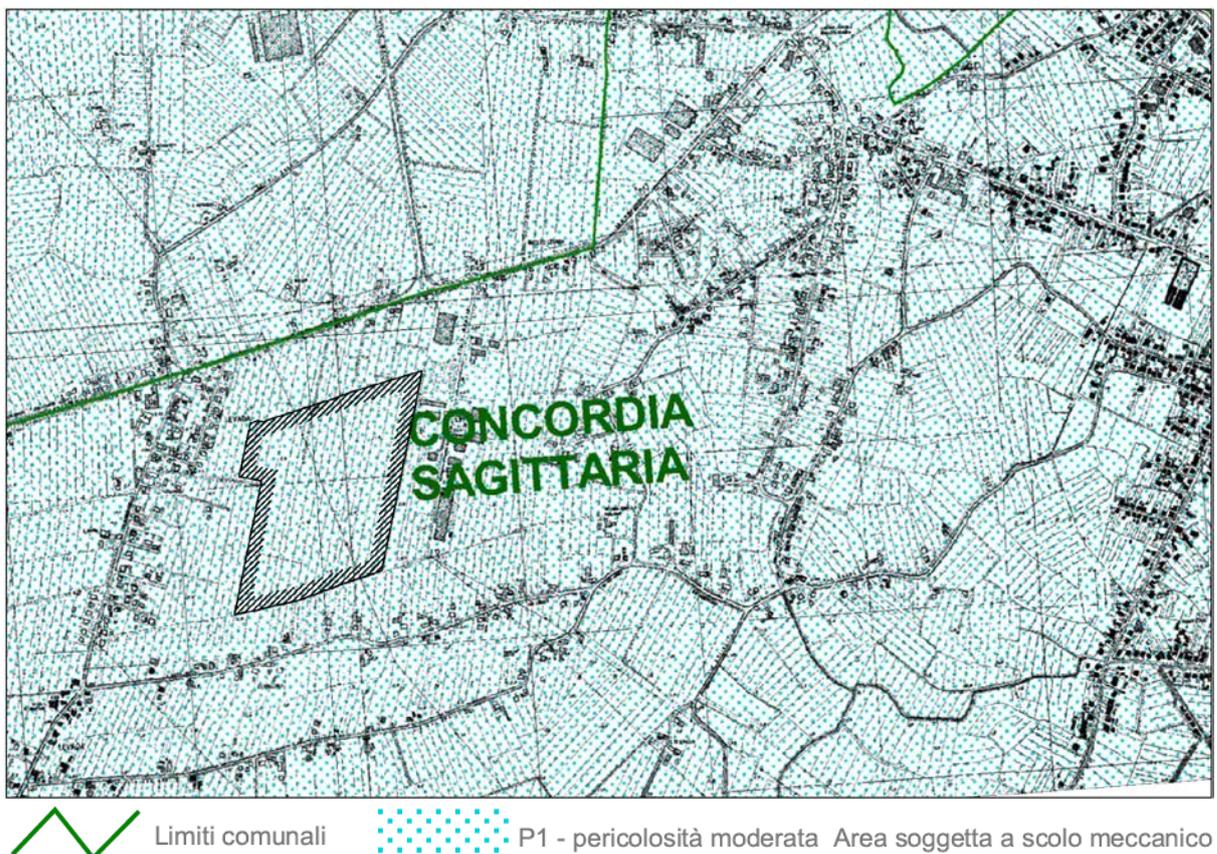
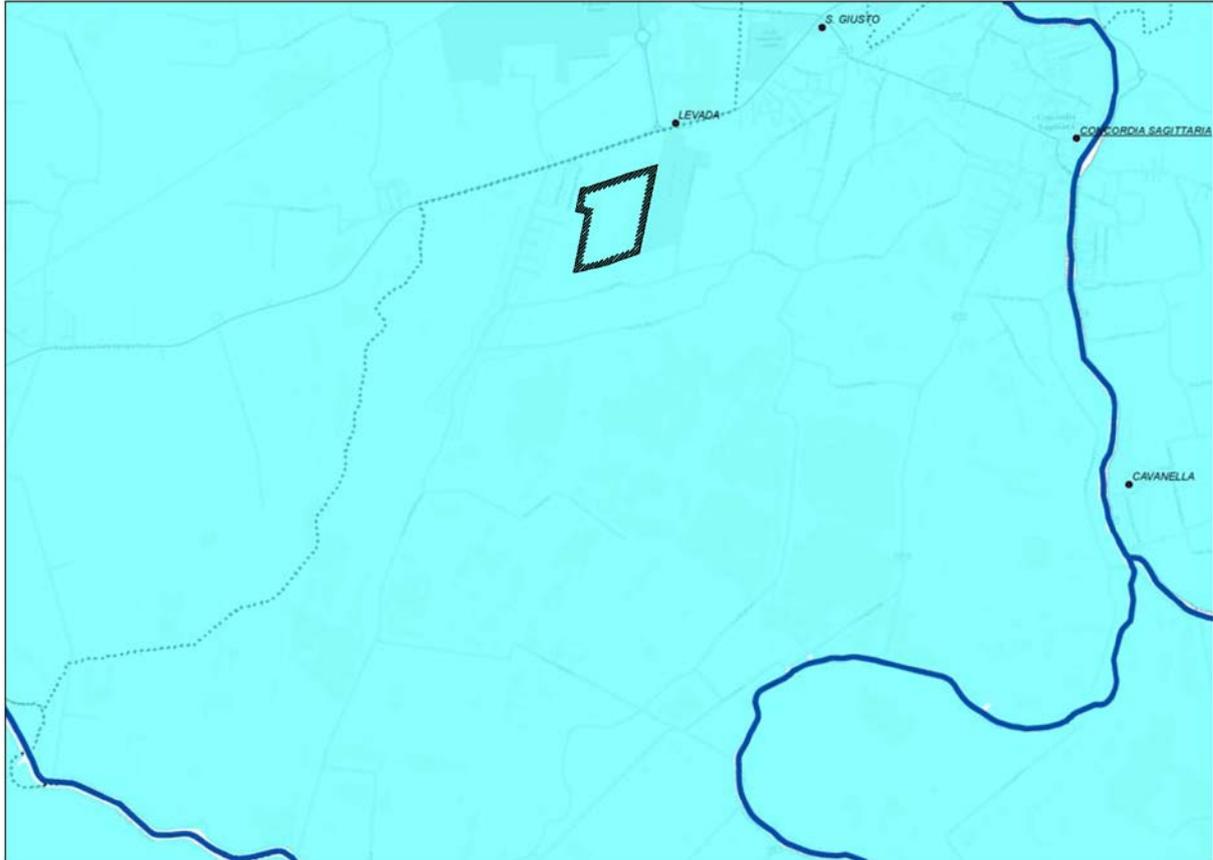


Figura 5: Individuazione del progetto sulla cartografia del Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico

Il Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni del Distretto Idrografico delle Alpi Orientali attribuisce all'area di interesse una classe di rischio moderato R1 dovuto alla presenza di allagamento con tirante idrico non superiore a 0,5 m nello scenario a bassa probabilità, con tempo di ritorno di 300 anni.

Con gli scenari a media ed alta probabilità (definiti rispettivamente con tempi di ritorno di 100 e 30 anni), il Piano non individua situazioni di rischio per l'area oggetto degli interventi.



Classi di altezza idrica

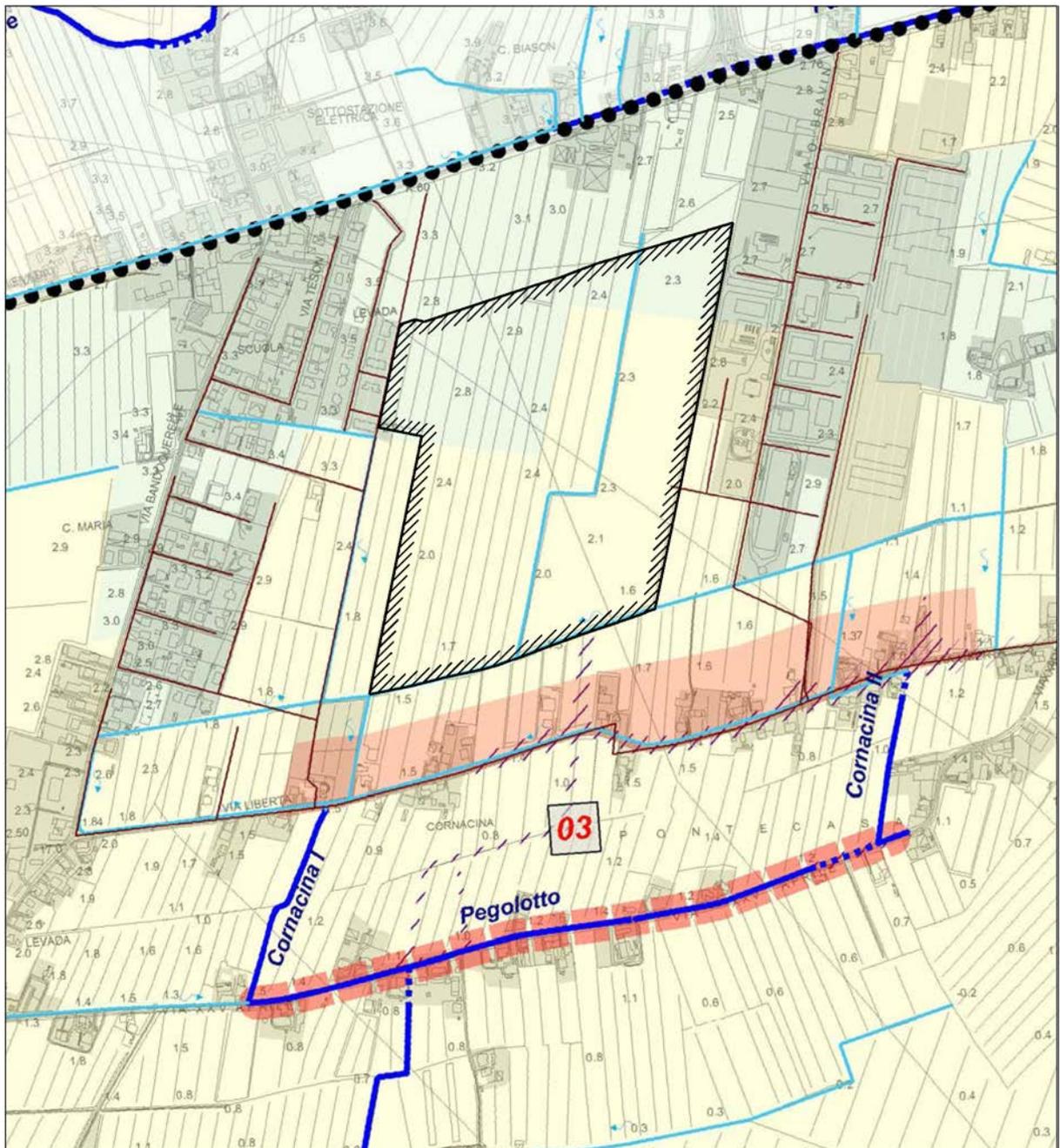
0 - 0.5 m

Corsi d'acqua e coste indagate

Figura 6: Individuazione del progetto sulla cartografia dello scenario L (bassa probabilità) del Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni

Il Piano delle Acque del Comune di Concordia Sagittaria non attribuisce criticità all'area del campo fotovoltaico ed ai fossi e capifossi direttamente collegati alla stessa. La superficie Nord dell'impianto solare in progetto è classificata come zona altimetricamente elevata in riferimento al sottobacino di afferenza, mentre la porzione Sud è individuata come altimetricamente media.

La criticità idraulica più prossima all'area di interesse è individuata in una fascia a Nord di via Libertà, che è risultata allagata negli anni 2011 e 2014. L'area di criticità non coinvolge comunque il perimetro del campo fotovoltaico e neanche il capofosso a Sud dello stesso.



LEGENDA

- Confine Comunale Concordia Sagittaria
- Rete idrografica principale a cielo aperto
- Rete idrografica principale tombinata
- Capifossi principali
- Rete fognaria Comunale
- Impianto idrovoro

aree soggette ad allagamenti negli anni 2011 - 2014

Zona altimetricamente depressa in riferimento al sottobacino di afferenza

Zona altimetricamente media in riferimento al sottobacino di afferenza

Zona altimetricamente elevata in riferimento al sottobacino di afferenza

Criticità idraulica riferita ad un nodo idraulico / riferita ad ambito da definire in fase 2

Criticità idraulica riferita ad un'asta idrografica

Criticità idraulica riferita ad un'intera area

Figura 7: Individuazione del progetto sulla cartografia del Piano delle Acque

Alla luce dei piani succitati, l'area di intervento risulta soggetta a fenomeni di allagamento solamente con frequenza rara. Inoltre, nell'eventualità dell'allagamento, l'area risulta interessata da altezze idrometriche minime, minori di 0,5 m.

L'allontanamento dell'apporto pluviometrico nell'area è svolto da fossi di drenaggio a cielo aperto. Nella zona vasta, invece, la portata di scolo è sollevata attraverso pompe idrovore per essere scaricata nel recettore fiume Lemene. L'eventuale allagamento dell'area è riconducibile all'efficienza del sistema idrovoro di sollevamento della portata di pioggia, mentre risulta altamente improbabile che l'area possa essere interessata dall'esondazione diretta del fiume Lemene.

3.4. Caratteristiche idrologiche attuali

L'area di interesse rientra in una zona di scolo meccanico e non risulta soggetta all'esondazione diretta del fiume Lemene. Pertanto, l'apporto idrologico all'area è limitato alla pioggia intensa che interessa direttamente il campo fotovoltaico e la zona a Nord compresa tra lo stesso e la S.S. 14.

La Valutazione di Compatibilità Idraulica del Piano degli Interventi del Comune di Concordia Sagittaria prevede l'utilizzo di una curva di possibilità pluviometrica a tre parametri per tutto il territorio comunale, la cui espressione è:

$$h = \frac{a \cdot t}{(t+b)^c}$$

dove

-	h	altezza di precipitazione (mm)
-	t	durata della precipitazione (min)
-	a = 25,4 mm min ^{c-1}	coefficiente costante
-	b = 10,4 min	costante temporale
-	c = 0,754	coefficiente costante

La curva di possibilità pluviometrica indicata è riferita al tempo di ritorno di 50 anni.

Il documento "Criteri e procedure per il rilascio di concessioni, autorizzazioni, pareri, relativi ad interventi interferenti con le opere consorziali, trasformazioni urbanistiche, e sistemazioni idraulico-agrarie" del Consorzio di Bonifica Veneto Orientale prevede coefficienti leggermente differenti della curva di possibilità pluviometrica a tre parametri:

-	a = 25,4 mm min ^{c-1}	coefficiente costante
-	b = 11,7 min	costante temporale
-	c = 0,799	coefficiente costante

L'area del campo fotovoltaico in progetto ricade completamente all'interno della zona urbanistica PN35, che allo stato attuale è coltivata. L'area PN35 ha un'estensione complessiva di 29,23 28 ha. All'interno dell'area urbanistica PN35, il parco fotovoltaico si estende per 25,51 01 ha. Le aree esterne al parco fotovoltaico appartenenti comunque alla zona PN35 sono rappresentate da un vigneto presente a Sud ÷ Ovest, la cui portata di pioggia è smaltita in modo autonomo ed un'appendice coltivata verso Nord ÷ Est, che si estende per 0,84 03 ha e le cui precipitazioni sono dirette nell'area dell'impianto solare attraverso i fossi esistenti.

La zona urbanistica PN34 presente a Nord del campo fotovoltaico in progetto, la cui acqua piovana è recapitata nei fossi di drenaggio superficiale dell'area di interesse presenta anch'essa carattere prettamente agricolo ed ha uno sviluppo di 7,30 41 ha.

A Nord ÷ Est di tale zona, è presente un'ulteriore area le cui precipitazioni sono smaltite attraverso la superficie del campo fotovoltaico in progetto. Urbanisticamente, l'area è individuata come agricola, tuttavia presenta alcuni fabbricati verso Nord, lungo la Strada Statale 14, e un'ampia zona occupata da serre agricole. Tale zona, unitamente all'appendice Nord ÷ Est dell'area urbanistica PN35 esterna al campo fotovoltaico, ha un'estensione complessiva di 3,46 21 ha, della quale, molto cautelativamente, si può considerare che 1,33 74 ha siano occupati da aree impermeabili (valutazione prudenzialmente sovrastimata).

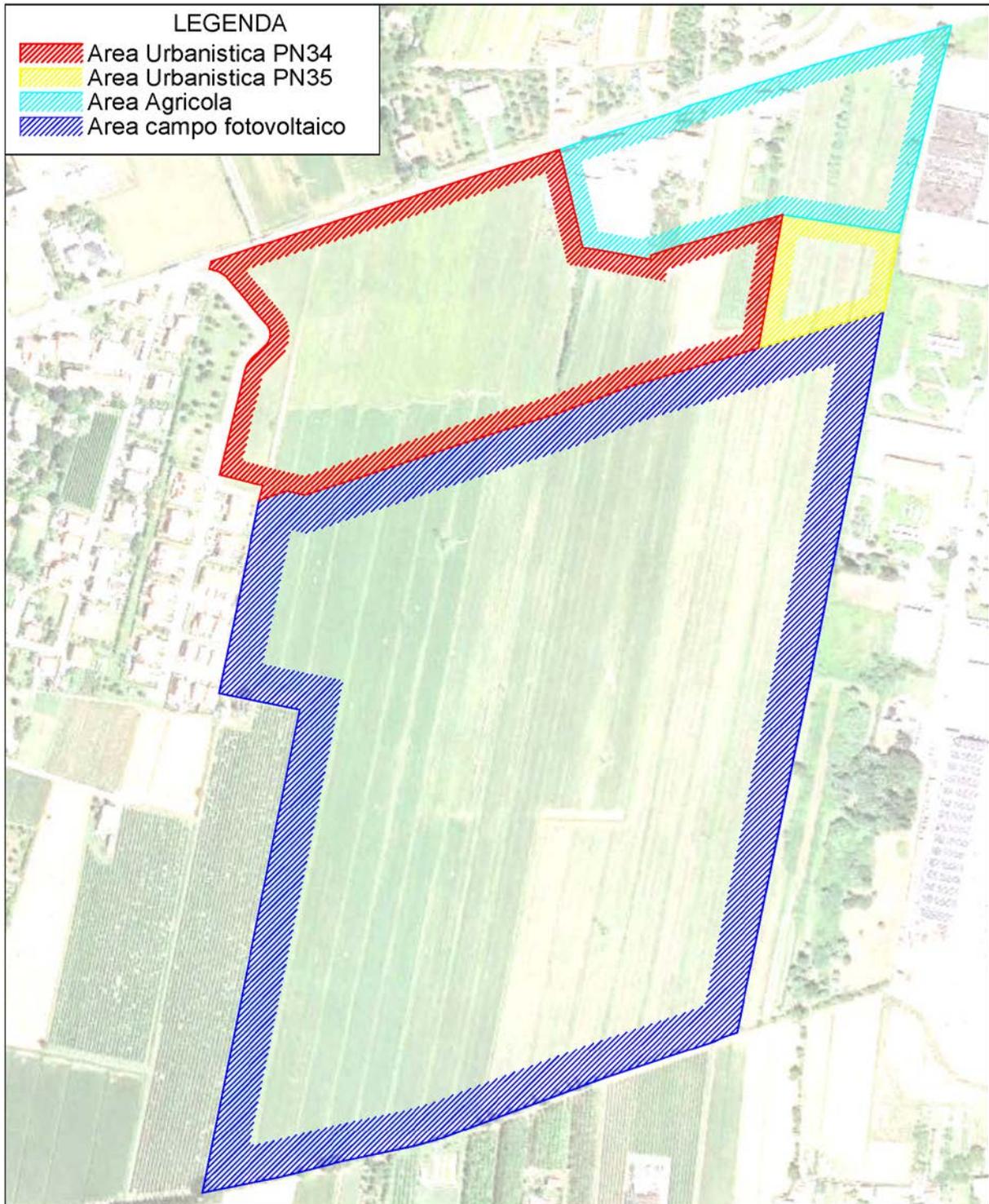


Figura 8: Individuazione delle aree drenanti nella situazione attuale

La zona a scolo meccanico è servita da tre impianti idrovori. Il sistema di pompaggio principale Area “Bandoquerelle”, coadiuvato dall'impianto del “Vencher”, serve l'80% della superficie del bacino. L'idrovora del “Palù Grande” è a servizio dell'area più depressa di 492 ha, verso Est.

I due bacini serviti dagli impianti di sollevamento Bandoquerelle e Palù Grande hanno un coefficiente udometrico teorico rispettivamente di 5,6 l/s ha e 6,12 l/s ha.

La Valutazione di Compatibilità Idraulica del Piano degli Interventi del Comune di Concordia Sagittaria prevede un coefficiente udometrico generico dell'area a scolo meccanico di 5,3 l/s ha. Contestualmente, lo stesso documento, per le aree urbanistiche PN34 e PN35 prescrive l'adozione di un coefficiente udometrico cautelativo di 5 l/s ha, che rappresenta il parametro di calcolo utilizzato per le valutazioni del Piano degli Interventi.

Il documento “Criteri e procedure per il rilascio di concessioni, autorizzazioni, pareri, relativi ad interventi interferenti con le opere consorziali, trasformazioni urbanistiche, e sistemazioni idraulico-agrarie” del Consorzio di Bonifica Veneto Orientale prescrive quanto segue:

*“In linea generale il volume di invaso da considerare per le aree urbane è quello che garantisce una portata specifica in uscita, per il predetto tempo di ritorno di 50 anni, pari a 10 l/s*ha, ...”.*

3.5. Caratteristiche geomorfologiche, geotecniche e geologiche

La porzione di territorio in esame appartiene fisiograficamente alla bassa pianura veneto-friulana che risulta modellata su una coltre di depositi terziari e quaternari di natura prevalentemente clastica con uno spessore complessivo di circa 400 m. La sedimentazione quaternaria è composta da una serie basale marina a cui si intervallano orizzonti continentali che diventano più frequenti verso l'alto della sequenza, molto spesso fra loro distinti da livelli torbosi di potenza anche metrica. Durante il periodo di glaciazione würmiana si assiste all'instaurarsi di un regime sedimentario prettamente continentale: le aree planiziali fungono da bacino di deposizione dei principali corsi fluviali e fluvio-glaciali.

Ai sensi della Carta delle Unità Geologiche della provincia di Venezia, il sito rientra Sistema alluvionale del Tagliamento, Unità di Torresella (pleistocene sup.) che comprende i sedimenti del sistema del Tagliamento formati durante la fase cataglaciale del LGM, (ghiacciaio tilaventino in ritiro dall'anfiteatro morenico); tale unità è formata da sabbie, limi sabbiosi, sabbie ghiaiose, ghiaie sabbiose e limose che corrispondono a dossi fluviali, larghi 100-300 m, che si elevano di un paio di metri al massimo rispetto alla pianura circostante. I paleoalvei sono larghi 60-100 m, hanno una tipologia wandering e sono caratterizzati da depositi ghiaioso-sabbiosi con stratificazione incrociata tabulare, presenza di ciottoli di fango, strutture di erosione e riempimento e talvolta superfici di riattivazione. I canali sono fondi al massimo 3-4 m e sono riempiti totalmente da sabbie ghiaiose o ghiaie.

La medesima fonte, segnala la presenza di 2 tracce di corso fluviale di risorgiva estinto che interessano il lotto in studio.

Dal punto di vista idrografico l'area esaminata si trova ubicata in destra idrografica del Canale Paludetto, affluente di destra del Lemene.

La fonte bibliografica consultata (P.A.T. del Comune di Concordia Sagittaria) inquadra il sito:

- ai sensi della Carta Geolitologica nel contesto dei materiali alluvionali, fluvioglaciali, morenici o lacustri a tessitura prevalentemente sabbiosa a cui si intercalano lingue di materiali alluvionali, fluvioglaciali, morenici o lacustri a tessitura prevalentemente limo-argillosa;
- ai sensi della Carta Idrogeologica in area in cui la profondità della falda risulta compresa fra 0 e 2m dal p.c.;
- ai sensi della Carta Geomorfologica in area in cui si riconoscono tracce di corsi fluviali estinti, a livello di pianura o leggermente incassati;
- ai sensi della Carta delle fragilità nel contesto delle Terreni idonei a condizione "A": aree a morfologia di dosso fluviale, in prevalenza sabbiose prossime a fiumi.

Idrogeologicamente questo settore è contraddistinto da un'idrostruttura a più falde sovrapposte e in pressione, ubicate nei livelli più permeabili (sabbie), separate da lenti di materiali argillosi a bassa permeabilità; ai sensi dell'Indagine sulle acque sotterranee del Portogruarese (G.A.L. "Venezia Orientale" – Portogruaro VE, 2001) le principali falde sovrapposte sono 10, con profondità che arrivano ad oltre 580m dal p.c.

Prossima alla superficie topografica si può riconoscere la presenza di un livello o lama d'acqua, poco potente e discontinuo, definibile in modo più appropriato come pseudo-falda o adunamento freatico, costituito da un insieme di piccole falde superficiali in comunicazione idraulica tra loro e talora dotate di debole pressione. Questa riveste comunque un ruolo importante non tanto in termini idrogeologici, quanto in termini geotecnici, influenzando in modo rilevante la risposta meccanica dei terreni di fondazione. Coerentemente nel corso delle indagini geologiche svolte sono state osservate condizioni di saturazione a partire dalla profondità di 0,4 m dal p.c.

La caratterizzazione geotecnica e geologica dell'area di interesse è ampiamente descritta nell'apposito elaborato "Relazione geologica e sismica".

4. INVARIANZA IDRAULICA DEL PARCO FOTOVOLTAICO

Il progetto è sviluppato per assicurare l'invarianza idraulica dell'area occupata dal campo fotovoltaico, all'interno della zona urbanistica PN35.

Al di fuori di tale area, il progetto prevede la formazione di una pista in terra battuta e della cabina elettrica ENEL per la cessione dell'energia prodotta alla rete di distribuzione nazionale.

I paragrafi che seguono, all'interno del presente capitolo, dimostrano l'invarianza idraulica dell'area dell'impianto solare. Nel merito delle opere all'esterno del campo fotovoltaico, cabina e pista di accesso, l'invarianza idraulica è valutata nell'apposito capitolo.

La verifica dell'invarianza idraulica è svolta considerando le caratteristiche idrologiche del documento "Criteri e procedure per il rilascio di concessioni, autorizzazioni, pareri, relativi ad interventi interferenti con le opere consorziali, trasformazioni urbanistiche, e sistemazioni idraulico-agrarie" del Consorzio di Bonifica Veneto Orientale.

4.1. Curva di possibilità pluviometrica

La normativa prevede che ai fini della dimostrazione dell'invarianza idraulica, l'analisi dei deflussi e dei volumi sia condotta con riferimento al tempo di ritorno di 50 anni.

Come indicato nel precedente paragrafo 3.4. "Caratteristiche idrologiche attuali", il fascicolo del Consorzio di Bonifica Veneto Orientale attribuisce la seguente curva di possibilità pluviometrica a tre parametri riferita al tempo di ritorno di 50 anni:

$$h = \frac{25,4 \cdot t}{(t+11,7)^{0,799}}$$

con

-	h	altezza di precipitazione (mm)
-	t	durata della precipitazione (min)

4.2. Trasformazione delle superfici e dell'impermeabilizzazione

4.2.1.

Aree drenanti

Allo stato attuale, l'area del campo fotovoltaico è coltivata.

Il progetto prevede la realizzazione del campo fotovoltaico con pannelli ad inseguimento monoassiale.

All'interno dell'area dell'impianto solare è prevista l'installazione dei pannelli fotovoltaici sostenuti da strutture in acciaio infisse nel terreno, senza fondazioni. Inoltre sono realizzate quattro cabine di campo ed una cabina per il parallelo in media tensione. Infine è prevista la realizzazione di piste di accesso alle cabine.

Nell'area urbanistica PN35, che contiene l'impianto solare in progetto, sono individuate aree indisponibili all'installazione delle strutture del campo, che pertanto mantengono il carattere di-superficie a verde.

L'area del parco fotovoltaico, nella configurazione di progetto, è ripartita secondo le seguenti superfici:

-	cabine elettriche	94 m ²
	strade	8'079 m ²
	campo fotovoltaico	105'113 m ²
	verde	137'385 m ²
	bacino di laminazione	4'430 m ²
	totale	255'101 m²

Tutta l'area inoccupata, anche se mantenuta a prato è considerata sistemata a verde anziché agricola, poiché la manutenzione è limitata allo sfalcio senza lavorazione del terreno e pertanto nel tempo la superficie subirà una leggera compattazione naturale.

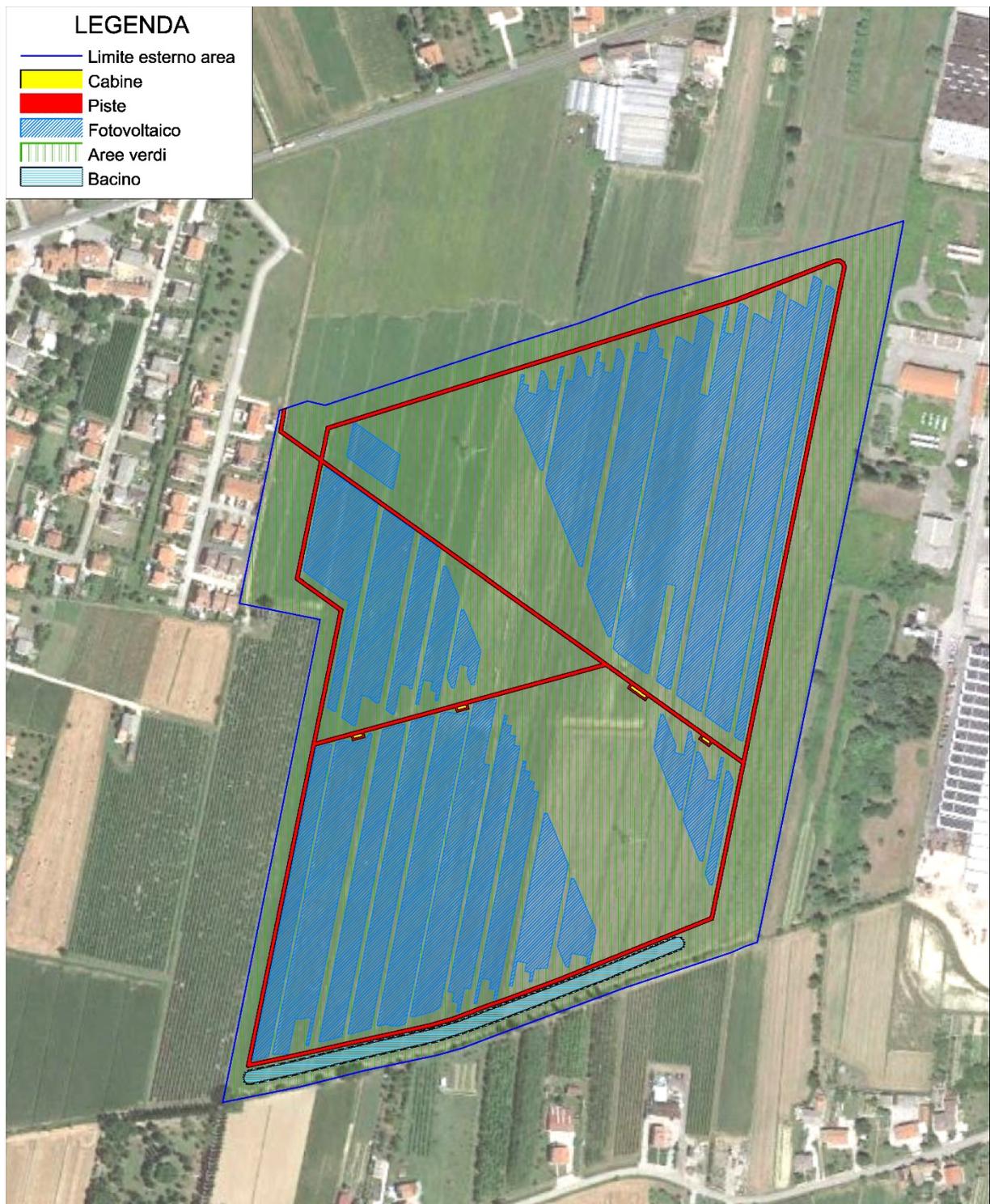


Figura 9: Suddivisione della natura delle aree drenanti all'interno del parco fotovoltaico

Coefficienti di deflusso specifici

In accordo all'Allegato A alla D.G.R. n. 2948 del 06/10/2009 ed alla Valutazione di Compatibilità Idraulica del Piano degli Interventi del Comune di Concordia Sagittaria, sono considerati i seguenti coefficienti di deflusso specifici:

4.2.2.	bacino di laminazione	$\varphi = 1,00$
	superfici impermeabili	$\varphi = 0,90$
	superfici semipermeabili	$\varphi = 0,60$
	superfici permeabili	$\varphi = 0,20$
-	superfici agricole	$\varphi = 0,10$

Le superfici semipermeabili sono quelle occupate dalle strade in terra battuta, ghiaia o misto granulare stabilizzato.

Le superfici permeabili sono quelle a verde, ma non coltivate. In tale casistica ricadono le superfici a verde nelle aree produttive (parchi, spartitraffico, ecc.) e le porzioni non occupate all'interno del parco fotovoltaico. Come indicato in precedenza, la manutenzione delle aree a verde è limitata allo sfalcio senza lavorazione del terreno e pertanto nel tempo la superficie subirà una leggera compattazione naturale.

Il documento della Valutazione di Compatibilità Idraulica del Piano degli Interventi del Comune di Concordia Sagittaria prevede un coefficiente di deflusso specifico per i campi fotovoltaici, pari a 0,30. Tale coefficiente è utilizzato per le aree specifiche del campo adibite all'installazione dei pannelli solari.

Caratteristiche idrauliche dell'area del campo fotovoltaico

4.2.3. Allo stato attuale, l'area su cui è prevista la realizzazione del campo fotovoltaico ha le seguenti caratteristiche:

-	S = 25,51 01 ha	superficie dell'area
-	$\varphi = 0,10$	coefficiente di deflusso

Il campo fotovoltaico è suddiviso in aree elementari con comportamento idraulico uniforme. Nel particolare, sono utilizzate le seguenti equivalenze:

-	bacino di laminazione	bacino di laminazione	($\varphi = 1,00$)
-	cabine elettriche	superfici impermeabili	($\varphi = 0,90$)
-	piste interne al campo	superfici semipermeabili	($\varphi = 0,60$)
-	parco fotovoltaico	campo fotovoltaico	($\varphi = 0,30$)
	aree verdi	superfici permeabili	($\varphi = 0,20$)

Nella Tabella 1 che segue è definito il coefficiente di deflusso medio ponderato dell'intera superficie dell'impianto solare.

Tabella 1: Coefficiente di deflusso dell'area drenante

Superficie	S (ha)	φ
Bacino	0,44 30	1,00
Cabine	0,00 94	0,90
Piste	0,80 79	0,60
Fotovoltaico	10,51 13	0,30
Aree verdi	13,73 85	0,20
Totale	25,51 01	0,27

La superficie del campo fotovoltaico che si estende per 25,51 01 ha, nella situazione di progetto subisce un incremento del coefficiente di deflusso da 0,10 a 0,27.

4.3. Valutazione del volume da invasare

La valutazione del volume da invasare per assicurare l'invarianza idraulica dell'area del campo fotovoltaico è svolta considerando i seguenti documenti:

- Linee Guida per la Valutazione di Compatibilità Idraulica redatte dal Commissario Delegato per l'emergenza concernente gli eccezionali eventi meteorologici del 26 settembre 2007 che hanno colpito parte del territorio della Regione Veneto
- Valutazione di Compatibilità Idraulica del Piano degli Interventi del Comune di Concordia Sagittaria
- Fascicolo "Criteri e procedure per il rilascio di concessioni, autorizzazioni, pareri, relativi ad interventi interferenti con le opere consorziali, trasformazioni urbanistiche, e sistemazioni idraulico-agrarie" del Consorzio di Bonifica Veneto Orientale

In accoglimento delle indicazioni contenute nei documenti sopra elencati, la valutazione del volume da invasare è svolta sulla base della curva di possibilità pluviometrica, delle caratteristiche di permeabilità della superficie drenante e della portata massima in uscita dal sistema. Il calcolo è svolto sulla base del procedimento esposto nel testo "Sistemi di fognatura. Manuale di progettazione" (HOEPLI, Milano, 1997).

Il metodo prevede il calcolo delle curve del volume in ingresso e di quello in uscita nel tempo, valutando il valore massimo della differenza, che corrisponde alla capacità minima da realizzare per assicurare per l'invarianza idraulica.

Calcolo del volume totale

4.3.1. Il volume in ingresso, dato dalla pioggia, si calcola con l'espressione:

$$V_{in} = S \cdot \varphi \cdot h \cdot 10$$

$$h = \frac{25,4 \cdot t}{(t+11,7)^{0,799}}$$

in_cui

- V_{in} volume in ingresso (m^3)
- $S = 25,51 \text{ 01 ha}$ superficie drenante
- $\varphi = 0,27$ coefficiente di deflusso
- h altezza di precipitazione (mm)
- t durata della precipitazione (min)

Il volume in uscita è calcolato sulla base del coefficiente udometrico, stabilito cautelativamente in 5 l/s ha per la zona di scolo meccanico "Bandoquerelle ÷ Palù Grande":

- $V_{out} = Q_{out} \cdot t \cdot \frac{60}{1'000}$
- $Q_{out} = u \cdot S$

dôve

- V_{out} volume in uscita (m^3)
- Q_{out} portata in uscita (l/s)
- t durata della precipitazione (min)
- $u = 10 \text{ l/s ha}$ coefficiente udometrico
- $S = 25,51 \text{ 01 ha}$ superficie drenante

Il volume d'acqua in esubero è dato dalla differenza tra quello in ingresso e quello in uscita:

$$\Delta V = V_{in} - V_{out}$$

con

ΔV	volume in esubero (m^3)
V_{in}	volume in ingresso (m^3)
V_{out}	volume in uscita (m^3)

Al volume massimo di esubero è attribuito il corrispondente tempo critico di durata della precipitazione.

Il calcolo è svolto per iterazioni successive ottenendo il tempo critico di 74,323 min. Sostituendo i valori nelle espressioni si ottiene:

$$h = \frac{25,4 \cdot 74,323}{(74,323 + 11,7)^{0,799}} = 53,73 \text{ mm}$$

$$V_{in} = 25,5101 \cdot 0,27 \cdot 53,73 \cdot 10 = 3'674 \text{ m}^3$$

$$Q_{out} = 10,0 \cdot 25,5101 = 255,1 \text{ l/s}$$

$$V_{out} = 255,1 \cdot 74,323 \cdot \frac{60}{1'000} = 1'138 \text{ m}^3$$

$$\Delta V = 3'674 - 1'138 = 2'536 \text{ m}^3$$

Il seguente Grafico 1 illustra le curve dei volumi in ingresso, in uscita ed in esubero ed evidenzia la durata critica della precipitazione, che corrisponde al volume massimo in esubero.

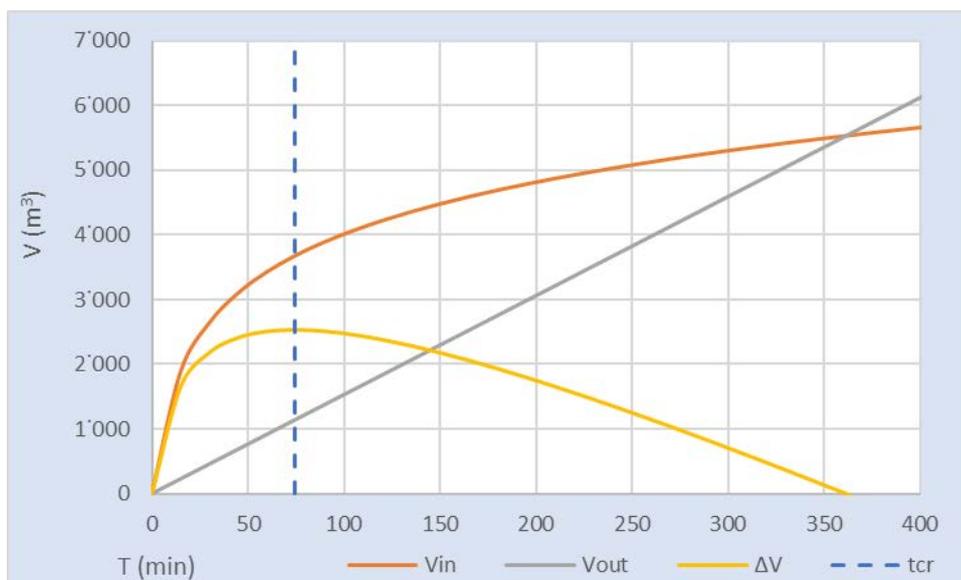


Grafico 1: Curve dei volumi in funzione della durata della precipitazione

Nel documento “Criteri e procedure per il rilascio di concessioni, autorizzazioni, pareri, relativi ad interventi interferenti con le opere consorziali, trasformazioni urbanistiche, e sistemazioni idraulico-agrarie” del Consorzio di Bonifica Veneto Orientale è riportata la tabella del “Volume di invaso specifico (m^3/ha) necessario per ottenere l’invarianza idraulica”, calcolata con il metodo dell’invaso con curve di possibilità pluviometrica a 3 parametri e tempo di ritorno di 50 anni. La tabella indicata corrisponde a quella riportata nella Valutazione di Compatibilità Idraulica del Piano degli Interventi del Comune di Concordia Sagittaria. I valori della predetta tabella sono riportati nella successiva Tabella 2.

Tabella 2: Volume di invaso specifico (m^3/ha)

φ	u (l/s ha)										
	1	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20
0,10	105	82	63	53	46	41	37	33	30	28	25
0,15	181	143	111	95	84	76	69	64	59	55	52
0,20	265	210	165	142	127	115	106	99	93	87	82
0,25	357	283	223	193	173	158	147	137	129	122	116
0,30	455	361	285	247	223	204	190	178	168	160	152
0,35	558	444	351	305	275	253	236	222	210	199	190
0,40	666	530	420	365	330	304	284	267	253	241	231
0,45	779	620	492	428	387	357	334	315	299	285	273
0,50	896	713	566	493	446	412	386	364	346	330	317
0,55	1'017	810	643	561	508	469	439	415	395	377	362
0,60	1'142	909	722	630	571	528	495	468	445	426	409
0,65	1'270	1'011	804	701	636	588	552	522	497	475	457
0,70	1'401	1'116	887	775	702	650	610	577	550	526	506
0,75	1'535	1'223	973	850	771	714	669	634	604	579	556
0,80	1'673	1'333	1'060	926	840	778	731	692	660	632	608
0,85	1'813	1'444	1'149	1'004	911	844	793	751	716	687	661
0,90	1'955	1'558	1'241	1'084	984	912	856	811	774	742	714
0,95	2'101	1'674	1'333	1'165	1'058	980	921	873	833	799	769
1,00	2'249	1'792	1'428	1'247	1'133	1'050	987	936	893	856	825

Dall’interpolazione dei dati della Tabella 2, si ricava il seguente valore di volume di invaso specifico:

$$\begin{array}{ll}
 u = 10 \text{ l/s ha} & \text{coefficiente udometrico} \\
 \varphi = 0,27 & \text{coefficiente di deflusso} \\
 \Delta V' = 174,6 \text{ m}^3/\text{ha} & \text{volume di invaso specifico}
 \end{array}$$

Sulla superficie complessiva del campo fotovoltaico si ottiene il seguente volume totale di invaso:

$$\Delta V' = 174,6 \cdot 25,5101 = 4'454 \text{ m}^3$$

Per la verifica del dimensionamento del bacino di invaso si tiene conto del maggiore dei due volumi calcolati, che nel caso particolare risulta quello definito sulla base della precedente Tabella 2 del “Volume di invaso specifico (m^3/ha) necessario per ottenere l’invarianza idraulica”, ricavata dalla Valutazione di Compatibilità Idraulica del Piano degli Interventi del Comune di Concordia Sagittaria.

Il volume di invaso di riferimento risulta quindi pari a $4'400 \text{ m}^3$.

Calcolo del volume degli invasi minori e di superficie

Parte del volume di accumulo da realizzare è costituito dalla capacità di invaso specifico degli invasi minori e di superficie.

4.3.2 Nel documento “Criteri e procedure per il rilascio di concessioni, autorizzazioni, pareri, relativi ad interventi interferenti con le opere consorziali, trasformazioni urbanistiche, e sistemazioni idraulico-agrarie” del Consorzio di Bonifica Veneto Orientale è riportata la tabella del “Contributo al volume di invaso specifico degli invasi minori e di superficie (m³/ha) in funzione della natura dell’area scolante”.

I valori della predetta tabella sono riportati nella successiva Tabella 3.

Tabella 3: Contributo al volume di invaso specifico degli invasi minori e di superficie

Tipologia di superficie	Velo idrico superficiale [m ³ /ha]	Piccoli manufatti, caditoie, pozzetti, ecc. [m ³ /ha]	Totale Invaso superficiale [m ³ /ha]
Superfici a verde	25	10	35
Superfici parzialmente drenanti, semipermeabili, ghiaia, terra battuta	17	24	41
Superfici asfaltate, edificate o comunque fortemente impermeabilizzate	10	35	45

L’area del parco fotovoltaico è principalmente riconducibile a superfici a verde.

A favore di sicurezza, si considera quindi che tutta l’area del parco fotovoltaico abbia le caratteristiche delle superfici a verde e quindi contribuisca alla capacità di accumulo con un invaso specifico di 35 m³/ha.

Sulla superficie complessiva del campo fotovoltaico si ottiene il seguente volume totale di micro invaso:

$$V_{micro} = 35 \cdot 25,51 \text{ 01} = 893 \text{ m}^3$$

4.3.3.

Calcolo del volume residuo da invasare

Per assicurare l’invarianza idraulica del campo fotovoltaico, complessivamente è necessario invasare un volume di 4’454 m³.

La superficie del campo fotovoltaico e la rete minore di drenaggio contribuiscono alla capacità di accumulo per un volume di micro invaso pari a 893 m³.

Il volume residuo da invasare al fine dell’invarianza idraulica corrisponde quindi a:

$$V_{residuo} = 4'454 - 893 = 3'561 \text{ m}^3$$

Verifica del volume minimo

Nel documento “Criteri e procedure per il rilascio di concessioni, autorizzazioni, pareri, relativi ad interventi interferenti con le opere consorziali, trasformazioni urbanistiche, e sistemazioni idraulico-agrarie” del Consorzio di Bonifica Veneto Orientale è prescritto un volume minimo di invaso specifico di 200 m³/ha.

4.3.4.

Sulla superficie complessiva del campo fotovoltaico si ottiene il seguente volume minimo di invaso totale:

$$V_{min} = 200 \cdot 25,5101 = 5 \cdot 102 \text{ m}^3$$

Alla luce di quanto calcolato:

$$V_{residuo} = 3 \cdot 561 \text{ m}^3$$

$$V_{min} = 5 \cdot 102 \text{ m}^3$$

Il volume di invaso minimo per assicurare l'invarianza idraulica del campo fotovoltaico risulta pari a 5·102 m³.

4.4. Proposta di mitigazione idraulica per il mantenimento dell'invarianza idraulica

Al fine del mantenimento dell'invarianza idraulica dell'area del campo fotovoltaico in progetto, si propone la realizzazione di un invaso nell'area a verde prevista dal Piano degli Interventi sul lato Sud della zona urbanistica PN35.

Alla capacità di accumulo e laminazione dell'invaso contribuiscono anche i canali principali di raccolta, con sezione trapezia larga 80 cm alla base e sponde inclinate di 45°.

L'invaso raccoglie tutta la portata della pioggia che insiste sull'area del campo fotovoltaico, attraverso i fossi esistenti e piccoli canali di raccordo previsti nel progetto.

Il volume invasato nel bacino è smaltito nel capofosso presente a Sud dell'area dell'impianto solare. Per lo scarico è realizzato un breve tratto di condotta ed un pozzetto contenente i dispositivi di regolazione della portata in uscita dal sistema.

4.4.1.

Invaso in progetto

L'invaso presenta sponde alte circa 1 m con pendenza della scarpa di 45°.

Il bacino ha un'altezza utile di riempimento di 90 cm, a cui si somma un franco di sicurezza minimo di 30 cm.

L'invaso ha base piana alla quota di 0,20 m s.l.m., con estensione di 3'122 m². Alla quota di massimo invaso, pari a 1,10 m s.l.m., l'estensione areale del bacino corrisponde a 3'697 m².

Il bacino presenta una forma allungata in direzione Est ÷ Ovest, con lato Ovest rettilineo e sponda Est irregolare, al fine di rendere più naturale possibile la percezione paesaggistica del bacino di laminazione.

La capacità dell'invaso è calcolata con l'espressione del volume del tronco di cono e del tronco di piramide. Il volume di un tronco di cono è calcolabile con l'espressione:

$$V = \frac{1}{3} \cdot h \cdot (\Omega + \sqrt{\Omega \cdot \omega} + \omega)$$

con

- V volume
- h = 0,90 m altezza utile
- $\Omega = 4'430 \text{ m}^2$ superficie del pelo libero
- $\omega = 3'741 \text{ m}^2$ superficie della base del bacino di laminazione

Sostituendo i valori nell'espressione si ottiene:

$$V = \frac{1}{3} \cdot 0,90 \cdot (4'430 + \sqrt{4'430 \cdot 3'741} + 3'741) = 3'672 \text{ m}^3$$

Capacità dei canali principali

I canali principali hanno sezione trapezia in terra, con base larga 80 cm e sponde inclinate di 45°.

I canali presentano il fondo con pendenza uniforme del 1,0‰ a ritroso a partire dal bacino di laminazione alla quota di 0,20 m s.l.m., coincidente con il fondo del lago. Nel canale verso Nord, a monte della confluenza con il canale mediano, a circa 121 m dal principio di monte è presente un salto concentrato di 30 cm. Questa soluzione è stata adottata per mantenere la pendenza ridotta del canale senza eccedere con la profondità di scavo.

In corrispondenza degli attraversamenti delle piste interne al campo fotovoltaico, sono realizzati dei tombini con tubi in calcestruzzo con diametro interno di 100 cm.

Per il calcolo del volume invaso dai canali principali si considera il livello idrometrico massimo del lago di laminazione, pari a 1,10 m s.l.m..

Il volume di invaso nei canali è calcolato come somma dei volumi elementari dei tronchi omogenei. In ciascun tratto, la capacità di invaso è calcolata come volume del tronco di cono o del tronco di piramide con l'espressione:

$$V = \frac{1}{3} \cdot L_B \cdot (\Omega_1 + \sqrt{\Omega_1 \cdot \Omega_2} + \Omega_2)$$

dove

- V volume
- L_B lunghezza del tratto bagnato
- Ω_1 superficie idraulica nella sezione di monte
- Ω_2 superficie idraulica nella sezione di valle

La lunghezza del tratto bagnato potrebbe non coincidere con lo sviluppo totale del tratto di canale analizzato, qualora il fondo alveo sia più elevato della quota idrometrica di progetto. Pertanto la lunghezza del tratto bagnato è calcolata con la formula:

$$L_B = \min\left(L_{tot}; \frac{h_2}{i}\right)$$

in cui

- L_B lunghezza del tratto bagnato
- L_{tot} lunghezza totale del tratto
- h_2 altezza idrometrica a valle
- $i = 1,0\text{‰}$ pendenza del fondo

La superficie idraulica della sezione trapezia è calcolata con l'espressione:

$$\Omega_i = \frac{i_{sx} \cdot h_i + b + i_{dx} \cdot h_i + b}{2} \cdot h_i$$

$$h_i = \max(0; H_w - H_{fi})$$

con

- Ω_i superficie idraulica nella sezione
- $b = 0,80$ m base della sezione trapezia
- h_i altezza idrometrica nella sezione
- $i_{sx} = 100\%$ pendenza della sponda sinistra del canale
- $i_{dx} = 100\%$ pendenza della sponda destra del canale
- $H_w = 1,10$ m s.l.m. livello idrometrico massimo nel bacino di laminazione
- H_{fi} quota del fondo della sezione trapezia

La superficie idraulica della sezione circolare è calcolata con la formula:

$$\Omega_i = r^2 \cdot \arccos\left(\frac{r-h_i}{r}\right) - (r-h_i) \cdot \sqrt{r^2 - (r-h_i)^2}$$

$$h_i = \min[\emptyset; \max(0; H_w - H_{fi})]$$

dove

- Ω_i superficie idraulica nella sezione
- $r = 0,50$ m raggio del tubo
- h_i altezza idrometrica nella sezione
- $H_w = 1,10$ m s.l.m. livello idrometrico massimo nel bacino di laminazione
- H_{fi} quota del fondo della sezione trapezia
- $\emptyset = 1,00$ m diametro del tubo

Le espressioni utilizzate per il calcolo dell'altezza idrometrica sono concepite per evitare valori negativi o maggiori del diametro del tubo nel caso della sezione circolare.

I risultati del calcolo del volume invasato nei canali principali sono riportati nella successiva Tabella 4.

Tabella 4: Calcolo del volume invasato nei canali principali

Tratto	Sezione	L_{tot} (m)	L_B (m)	H_{f1} (m slm)	H_{f2} (m slm)	h_1 (m)	h_2 (m)	Ω_1 (m ²)	Ω_2 (m ²)	V (m ³)
a1	trapezia	171,52	171,52	0,37	0,20	0,73	0,90	1,11	1,53	225,76
a2	circolare	4,00	4,00	0,38	0,37	0,72	0,73	0,61	0,61	2,44
a3	trapezia	135,86	135,86	0,51	0,38	0,59	0,72	0,82	1,10	130,06
b1	trapezia	162,07	162,07	0,67	0,51	0,43	0,59	0,52	0,82	107,75
b2	trapezia	121,37	121,37	1,09	0,97	0,01	0,13	0,00	0,12	5,81
c1	trapezia	2,38	2,38	0,51	0,51	0,59	0,59	0,81	0,82	1,94
c2	circolare	5,00	5,00	0,52	0,51	0,58	0,59	0,47	0,48	2,38
c3	trapezia	237,16	237,16	0,76	0,52	0,34	0,58	0,39	0,80	139,03
Totale		839,35	839,35					0,73		615,17

Capacità delle scoline interne al campo

Le scoline interne al campo fotovoltaico hanno sezione trapezia in terra, con base larga 50 cm e sponde inclinate di 45°.

I canali presentano il fondo con pendenza uniforme del 3,0‰ a ritroso a partire dal bacino di laminazione alla quota di 0,40 m s.l.m..

4.4.3 In corrispondenza degli attraversamenti delle piste interne al campo fotovoltaico, sono realizzati dei tombini con tubi in calcestruzzo con diametro interno di 50 cm.

Per il calcolo del volume invasato dai canali principali si considera il livello idrometrico massimo del lago di laminazione, pari a 1,10 m s.l.m..

Il volume di invasato nei canali è calcolato come somma dei volumi elementari dei tronchi omogenei. In ciascun tratto, la capacità di invasato è calcolata come volume del tronco di cono o del tronco di piramide con l'espressione:

$$V = \frac{1}{3} \cdot L_B \cdot (\Omega_1 + \sqrt{\Omega_1 \cdot \Omega_2} + \Omega_2)$$

dove

- V volume
- L_B lunghezza del tratto bagnato
- Ω_1 superficie idraulica nella sezione di monte
- Ω_2 superficie idraulica nella sezione di valle

La lunghezza del tratto bagnato potrebbe non coincidere con lo sviluppo totale del tratto di canale analizzato, qualora il fondo alveo sia più elevato della quota idrometrica di progetto. Pertanto la lunghezza del tratto bagnato è calcolata con la formula:

$$L_B = \min\left(L_{tot}; \frac{h_2}{i}\right)$$

in cui

- L_B lunghezza del tratto bagnato
- L_{tot} lunghezza totale del tratto
- h_2 altezza idrometrica a valle
- $i = 1,0\text{‰}$ pendenza del fondo

La superficie idraulica della sezione trapezia è calcolata con l'espressione:

$$\Omega_i = \frac{i_{sx} \cdot h_i + b + i_{dx} \cdot h_i + b}{2} \cdot h_i$$

$$h_i = \max(0; H_w - H_{fi})$$

con

- Ω_i superficie idraulica nella sezione
- $b = 0,50$ m base della sezione trapezia
- h_i altezza idrometrica nella sezione
- $i_{sx} = 100\%$ pendenza della sponda sinistra del canale
- $i_{dx} = 100\%$ pendenza della sponda destra del canale
- $H_w = 1,10$ m s.l.m. livello idrometrico massimo nel bacino di laminazione
- H_{fi} quota del fondo della sezione trapezia

La superficie idraulica della sezione circolare è calcolata con la formula:

$$\Omega_i = r^2 \cdot \arccos\left(\frac{r-h_i}{r}\right) - (r-h_i) \cdot \sqrt{r^2 - (r-h_i)^2}$$

$$h_i = \min[\emptyset; \max(0; H_w - H_{fi})]$$

dove

- Ω_i superficie idraulica nella sezione
- $r = 0,25$ m raggio del tubo
- h_i altezza idrometrica nella sezione
- $H_w = 1,10$ m s.l.m. livello idrometrico massimo nel bacino di laminazione
- H_{fi} quota del fondo della sezione trapezia
- $\emptyset = 1,00$ m diametro del tubo

Le espressioni utilizzate per il calcolo dell'altezza idrometrica sono concepite per evitare valori negativi o maggiori del diametro del tubo nel caso della sezione circolare.

I risultati del calcolo del volume invasato nei canali principali sono riportati nella successiva Tabella 4.

Tabella 5: Calcolo del volume invasato nei canali principali

Tratto	Sezione	L_{tot} (m)	L_B (m)	H_{f1} (m slm)	H_{f2} (m slm)	h_1 (m)	h_2 (m)	Ω_1 (m ²)	Ω_2 (m ²)	V (m ³)
d1	circolare	7,00	7,00	0,42	0,40	0,50	0,50	0,20	0,20	1,37
d2	trapezia	263,98	226,33	1,21	0,42	0,00	0,68	0,00	0,80	60,40
e1	circolare	7,00	7,00	0,42	0,40	0,50	0,50	0,20	0,20	1,37
e2	trapezia	265,86	226,33	1,22	0,42	0,00	0,68	0,00	0,80	60,40
f1	circolare	7,00	7,00	0,42	0,40	0,50	0,50	0,20	0,20	1,37
f2	trapezia	266,54	226,33	1,22	0,42	0,00	0,68	0,00	0,80	60,40
g1	circolare	7,00	7,00	0,42	0,40	0,50	0,50	0,20	0,20	1,37
g2	trapezia	267,38	226,33	1,22	0,42	0,00	0,68	0,00	0,80	60,40
h1	circolare	7,00	7,00	0,42	0,40	0,50	0,50	0,20	0,20	1,37
h2	trapezia	264,75	226,33	1,22	0,42	0,00	0,68	0,00	0,80	60,40
i1	circolare	7,00	7,00	0,42	0,40	0,50	0,50	0,20	0,20	1,37
i2	trapezia	268,10	226,33	1,23	0,42	0,00	0,68	0,00	0,80	60,40
j1	circolare	7,00	7,00	0,42	0,40	0,50	0,50	0,20	0,20	1,37
j2	trapezia	267,44	226,33	1,22	0,42	0,00	0,68	0,00	0,80	60,40
k1	circolare	7,00	7,00	0,42	0,40	0,50	0,50	0,20	0,20	1,37
k2	trapezia	264,18	226,33	1,21	0,42	0,00	0,68	0,00	0,80	60,40
l1	circolare	7,00	7,00	0,42	0,40	0,50	0,50	0,20	0,20	1,37
l2	trapezia	256,76	226,33	1,19	0,42	0,00	0,68	0,00	0,80	60,40
m1	circolare	7,00	7,00	0,42	0,40	0,50	0,50	0,20	0,20	1,37
m2	trapezia	224,25	224,25	1,09	0,42	0,01	0,68	0,00	0,80	63,84
m3	trapezia	315,39	0,00	2,07	1,12	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
n1	circolare	7,00	7,00	0,42	0,40	0,50	0,50	0,20	0,20	1,37
n2	trapezia	197,04	197,04	1,01	0,42	0,09	0,68	0,05	0,80	69,33
n3	trapezia	342,29	20,51	2,07	1,04	0,00	0,06	0,00	0,03	0,24
o1	circolare	7,00	7,00	0,42	0,40	0,50	0,50	0,20	0,20	1,37
o2	trapezia	167,95	167,95	0,92	0,42	0,18	0,68	0,12	0,80	68,66
o3	trapezia	370,34	45,94	2,07	0,96	0,00	0,14	0,00	0,09	1,35
p1	trapezia	9,06	9,06	0,43	0,40	0,67	0,70	0,79	0,84	7,38
p2	circolare	7,00	7,00	0,45	0,43	0,50	0,50	0,20	0,20	1,37
p3	trapezia	138,04	138,04	0,86	0,45	0,24	0,65	0,18	0,75	59,31
p4	trapezia	397,99	70,26	2,08	0,89	0,00	0,21	0,00	0,15	3,51
Totale		4'638,34	3'001,06					0,28		835,05

Capacità di invaso totale

La capacità di invaso totale è pari alla somma del volume del lago di laminazione e di quello contenuto nei canali principali e nelle scoline interne al campo. Pertanto la capacità massima di invaso assomma a:

$$4.4.4. \quad V_{tot} = 3'672 + 615 + 835 = 5'123 \text{ m}^3$$

La capacità massima di invaso pari a $5'123 \text{ m}^3$ è adeguata ad accogliere tutto il volume di pioggia necessario ad assicurare l'invarianza idraulica dell'area di intervento, corrispondente a $5'102 \text{ m}^3$.

Sistema di scarico

Lo scarico del bacino di laminazione è formato da una condotta in cemento armato autoportante con diametro utile di 120 cm.

4.4.5. La condotta diparte dalla sponda Ovest dell'invaso e si sviluppa per circa 5 m in direzione Sud per scaricare la portata nel capofosso esistente. La condotta presenta una pendenza costante per tutto lo sviluppo e pari al 1,0‰.

L'imbocco della condotta all'uscita del bacino di laminazione è costituito da un pozzetto contenente i dispositivi di regolazione della portata di scarico, formati da:

- luce sottobattente per limitare il rilascio alla portata corrispondente al coefficiente udometrico di progetto di 10 l/s ha
- stramazzo superficiale per smaltire l'eventuale volume eccedente quello di progetto (si attiva con eventi meteorici con tempo di ritorno maggiore di quello di progetto, pari a 50 anni)
- griglia inclinata per la filtrazione della portata

Il pozzetto è una struttura in cemento armato con dimensioni interne di 9,65 m di lunghezza e 2,00 m di larghezza, con sviluppo principale sulla direttrice Nord ÷ Sud.

La portata entra da Nord attraverso un imbocco largo 1,50 m munito di griglia inclinata di 45° che realizzata in continuità alla sponda dell'invaso di laminazione.

Il fondo del pozzetto di scarico è realizzato alla quota di 0,10 m s.l.m., 10 cm più basso del fondo del bacino.

L'interno del pozzetto è suddiviso in due camere, una di ingresso e l'altra di uscita, dalla quale diparte la condotta di scarico in cemento armato autoportante con diametro utile di 120 cm.

Sul lato Nord del pozzetto è installata una chiusa metallica con una luce sottobattente circolare. La bocca sottobattente ha diametro di 374 mm ed il fondo è alla medesima quota della base del bacino di laminazione: 0,20 m s.l.m..

Nel senso longitudinale, il pozzetto è diviso da un setto obliquo, che forma lo sfioratore di sicurezza del bacino di laminazione. Lo stramazzo longitudinale è lungo 8,00 m e la soglia è posta all'altezza di 1,10 m s.l.m., pari alla quota di massimo invaso.

La luce sottobattente per lo scarico della portata di progetto è dimensionata sulla base del coefficiente udometrico di 10 l/s ha, che determinano un deflusso complessivo di 255,1 l/s (0,2551 m³/s).

La verifica idraulica della luce sottobattente è sviluppata con la formula:

$$Q = \mu \cdot \Omega \cdot \sqrt{2g \cdot h}$$

$$\Omega = \pi \cdot \frac{\varnothing^2}{4}$$

in cui

Q	portata in ingresso (m ³ /s)	
$\mu = 0,62$	coefficiente di deflusso	
Ω	area della luce (m ²)	
-	$g = 9,81 \text{ m/s}^2$	accelerazione di gravità
-	$h = 0,71 \text{ m}$	carico idraulico medio della luce
-	$\varnothing = 0,374 \text{ m}$	diametro della luce sottobattente
-		
-		

Sostituendo i valori nelle espressioni si ottiene:

$$\Omega = \pi \cdot \frac{0,374^2}{4} = 0,110 \text{ m}^2$$

$$Q = 0,62 \cdot 0,110 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 0,71} = 0,2551 \text{ m}^3/\text{s}$$

La luce sottobattente è verificata per lo scarico della portata di progetto di 255,1 l/s.

La verifica dello sfioratore superficiale è svolta considerando la massima portata di ingresso del bacino di laminazione. Il deflusso è calcolato sulla base dell'intensità di pioggia corrispondente alla durata critica definita nel paragrafo 4.3. "Valutazione del volume da invasare". La portata è calcolata con le espressioni:

$$i = \frac{h}{t_{cr}}$$

$$Q_{in} = \varphi \cdot i \cdot S \cdot \frac{10}{60}$$

deve

-	i	intensità di pioggia (mm/min)
-	$h = 53,73 \text{ mm}$	altezza di pioggia
-	$t_{cr} = 74,323 \text{ min}$	durata della precipitazione
-	Q_{in}	portata in ingresso (m ³ /s)
-	$\varphi = 0,27$	coefficiente di deflusso
-	$S = 25,51 \text{ 01 ha}$	superficie drenante

Sostituendo i valori nelle espressioni si ottiene:

$$i = \frac{53,73}{74,323} = 0,72 \text{ mm/min}$$

$$Q_{in} = 0,27 \cdot 0,72 \cdot 25,51 \text{ 01} \cdot \frac{10}{60} = 0,824 \text{ m}^3/\text{s}$$

Lo sfioratore superficiale è verificato con l'espressione degli stramazzi:

$$Q = \mu \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot h^{1,5}$$

con

Q = 0,824 m ³ /s	volumi in ingresso (m ³ /s)
$\mu = 0,41$	coefficiente di deflusso
$b = 8,00 \text{ m}$	larghezza della soglia
$g = 9,81 \text{ m/s}^2$	accelerazione di gravità
h	carico idraulico sulla soglia

Invertendo l'equazione e sostituendo i valori si ottiene:

$$h = \sqrt[1,5]{\frac{Q}{\mu \cdot b \cdot \sqrt{2g}}} = \sqrt[1,5]{\frac{0,824}{0,41 \cdot 8,00 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81}}} = 0,15 \text{ m}$$

La portata massima di progetto è smaltibile dallo sfioratore superficiale con un'altezza idrometrica di 15 cm, nettamente minore al franco del bacino di laminazione, che è pari a 30 cm; pertanto la soglia risulta ampiamente verificata.

La condotta di scarico è verificata idraulicamente per le due condizioni precedentemente analizzate, che contemplano la portata corrispondente al coefficiente udometrico ed a quella di massima piena.

La verifica della condotta di scarico è svolta secondo il principio del moto uniforme, attraverso la formula di Chezy considerando la scabrezza secondo Strickler.

La portata in moto uniforme nella sezione circolare è definita dalle espressioni:

$$Q = U \cdot \Omega$$

$$U = c \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2}$$

$$\Omega = r^2 \cdot \arccos\left(\frac{r-h_p}{r}\right) - (r-h_p) \cdot \sqrt{r^2 - (r-h_p)^2}$$

$$R = \frac{\Omega}{B}$$

$$B = 2 \cdot r \cdot \arccos\left(\frac{r-h_p}{r}\right)$$

in cui

-	Q	portata (m ³ /s)
-	U	velocità media della corrente (m/s)
-	Ω	area idraulica (m ²)
-	c = 65 m ^{1/3} /s	coefficiente di scabrezza della tubazione
-	R	raggio idraulico
-	B	contorno bagnato
-	i = 1,0‰	pendenza della tubazione
-	r = 0,60 m	raggio interno della tubazione
-	h _p	altezza idraulica piezometrica

L'altezza idraulica piezometrica è ottenuta per iterazioni successive. Svolgendo il calcolo per le portate di progetto si ottiene:

- portata del coefficiente udometrico $Q = 0,2551 \text{ m}^3/\text{s}$ $h_p = 0,404 \text{ m}$
 $\Omega = 0,40^2 \cdot \arccos\left(\frac{0,40-0,404}{0,40}\right) - (0,40 - 0,404) \cdot \sqrt{0,40^2 - (0,40 - 0,404)^2} = 0,34 \text{ m}^2$
 $B = 2 \cdot 0,40 \cdot \arccos\left(\frac{0,40-0,404}{0,40}\right) = 1,49 \text{ m}$
 $R = \frac{0,34}{1,49} = 0,23 \text{ m}$
 $U = 65 \cdot 0,23^{2/3} \cdot 0,0010^{1/2} = 0,76 \text{ m/s}$
 $Q = 0,76 \cdot 0,34 = 0,2551 \text{ m}^3/\text{s}$
- portata di massima piena $Q = 0,824 \text{ m}^3/\text{s}$ $h_p = 0,805 \text{ m}$
 $\Omega = 0,40^2 \cdot \arccos\left(\frac{0,40-0,805}{0,40}\right) - (0,40 - 0,805) \cdot \sqrt{0,40^2 - (0,40 - 0,805)^2} = 0,81 \text{ m}^2$
 $B = 2 \cdot 0,40 \cdot \arccos\left(\frac{0,40-0,805}{0,40}\right) = 2,30 \text{ m}$
 $R = \frac{0,81}{2,30} = 0,35 \text{ m}$
 $U = 65 \cdot 0,35^{2/3} \cdot 0,0010^{1/2} = 1,02 \text{ m/s}$
 $Q = 1,02 \cdot 0,81 = 0,824 \text{ m}^3/\text{s}$

La condotta di scarico risulta verificata in entrambi i casi analizzati.

Canali interni di scolo

La portata di pioggia è convogliata in direzione Sud attraverso i numerosi piccoli fossi di scolo.

4.4.8 Canali interni ubicati a Nord delle piste interne all'impianto intercettano la portata dei predetti fossi per scaricarla nel bacino di laminazione realizzato a Sud del campo. Questa soluzione permette di evitare la formazione di numerosi attraversamenti delle strade interne per la presenza dei tanti fossi di scolo.

I canali intercettano i fossi a monte delle piste, con una configurazione ad "Y" come le strade stesse.

Per la pista a Sud, invece, è previsto di realizzare una tubazione di attraversamento per ciascun fosso, così che possa scaricare direttamente nel lago di laminazione o nel canale verso Est.

Per le strade interne, gli attraversamenti dei solchi di scolo sono formati da tubi in calcestruzzo autoportante con diametro di 50 cm.

I canali di scolo principali hanno sezione trapezia in terra con base larga 80 cm e sponde inclinate di 45°. Gli attraversamenti delle strade sono realizzati con tubazioni autoportanti in cemento armato con diametro di 100 cm. I canali hanno pendenza uniforme del 1,0‰ in tutti i rami.

Nella Figura 12 che segue è riportata la suddivisione delle aree drenanti di alimentazione diretta del bacino di laminazione e dei canali principali, individuando le singole zone con caratteristiche di permeabilità uniformi.

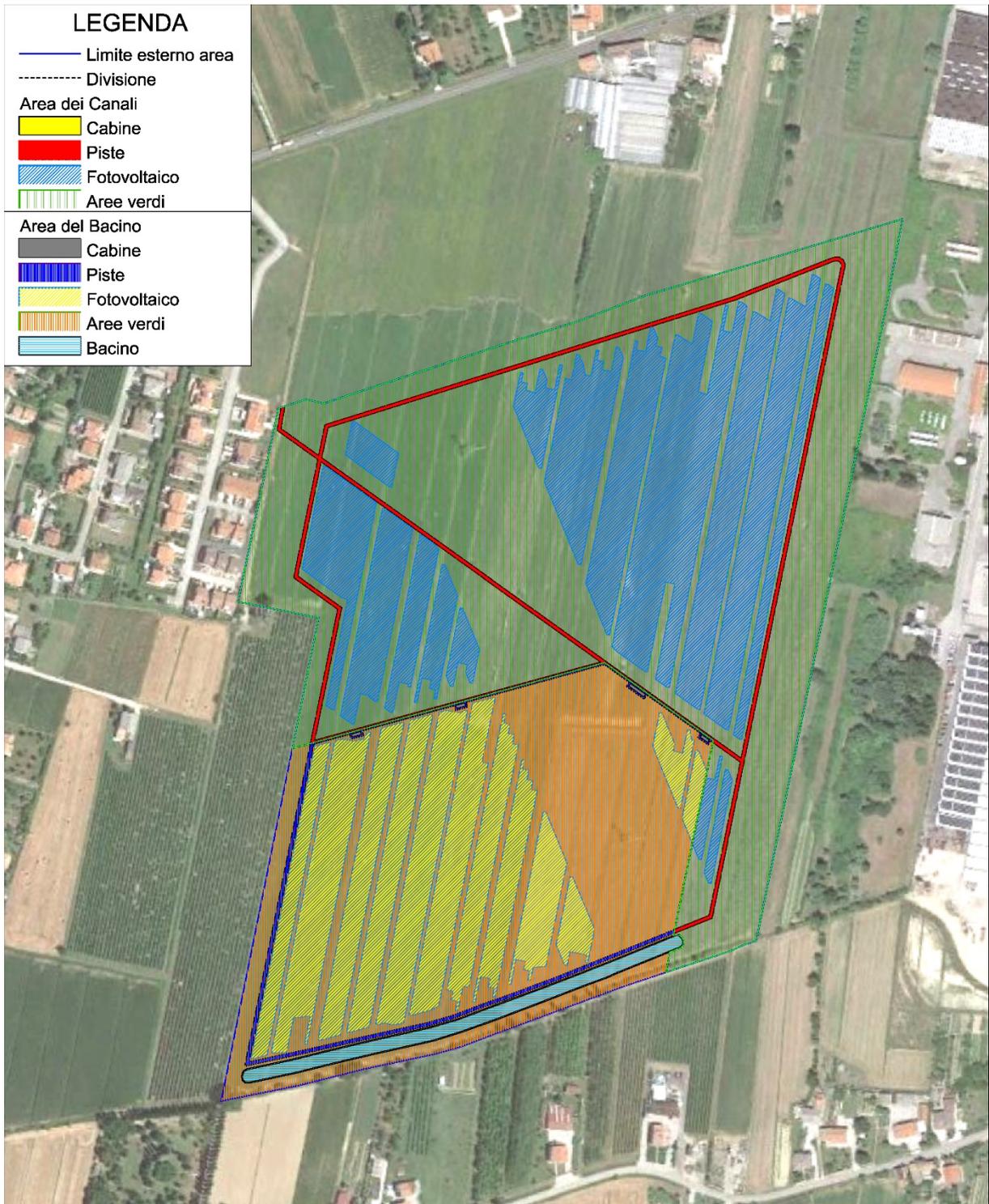


Figura 10: Suddivisione della natura delle aree drenanti all'interno del parco fotovoltaico

Nella seguente Tabella 3 è riportata l'estensione delle singole aree drenanti per il calcolo del coefficiente di deflusso medio ponderato delle zone di alimentazione dei due canali interni.

Tabella 6: Suddivisione delle aree drenanti

Natura	S (m ²)			φ
	Totale	Canali	Bacino	
Bacino	0,44 30	0,00 00	0,44 30	1,00
Cabine	0,00 94	0,00 00	0,00 94	0,90
Strade	0,80 79	0,55 36	0,25 43	0,60
Fotovoltaico	10,51 13	6,16 98	4,34 15	0,30
Verde	13,73 85	9,29 92	4,43 93	0,20
Totale	25,51 01	16,02 26	9,48 75	

Dalle aree uniformi si ricavano i coefficienti di deflusso medi ponderati delle aree drenanti relativi al fosso mediano (Nord) ed a quello Sud. Quanto indicato è riportato nella successiva Tabella 4.

Tabella 7: Coefficienti di deflusso ponderati

Area	Totale	Canali	Bacino
S (ha)	25,51 01	16,02 26	9,48 75
φ	0,27	0,25	0,29

La portata di progetto dei singoli canali è calcolata sulla base dell'intensità di pioggia relativa alla durata critica di 74,323 min, come indicato nel precedente paragrafo 4.4.2. "Sistema di scarico". Per le aree drenanti della precedente Tabella 4 si ottiene:

- area drenante Canali

$$Q_{in} = 0,25 \cdot 0,72 \cdot 16,02 \, 26 \cdot \frac{10}{60} = 0,487 \, m^3/s$$

- area drenante Bacino

$$Q_{in} = 0,29 \cdot 0,72 \cdot 9,48 \, 75 \cdot \frac{10}{60} = 0,337 \, m^3/s$$

La verifica delle sezioni dei fossi è svolta secondo il principio del moto uniforme, attraverso la formula di Chezy considerando la scabrezza secondo Strickler, come applicato nel precedente paragrafo 4.4.2. "Sistema di scarico". Per le verifiche sono applicate le formule:

$$Q = U \cdot \Omega$$

$$U = c \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2}$$

$$R = \frac{\Omega}{B}$$

in cui

-	Q	portata (m ³ /s)
-	U	velocità media della corrente (m/s)
-	Ω	area idraulica (m ²)
	c	coefficiente di scabrezza (m ^{1/3} /s)
	R	raggio idraulico (m)
	B	contorno bagnato (m)
	i	pendenza della del canale

Per la sezione trapezia si considera:

$$\Omega = \left(\frac{h_p}{i_{sx}} + b + \frac{h_p}{i_{dx}} + b \right) \cdot \frac{h_p}{2}$$

$$B = \sqrt{h_p^2 + \left(\frac{h_p}{i_{sx}} \right)^2} + b + \sqrt{h_p^2 + \left(\frac{h_p}{i_{dx}} \right)^2}$$

dove

Ω	area idraulica (m ²)
B	contorno bagnato (m)
$b = 0,80$ m	larghezza della base
$i_{sx} = 100\%$	pendenza della sponda sinistra;
$i_{dx} = 100\%$	pendenza della sponda destra;
h_p	altezza idraulica piezometrica

Per la sezione circolare, invece, si considera:

$$\Omega = r^2 \cdot \arccos\left(\frac{r-h_p}{r}\right) - (r-h_p) \cdot \sqrt{r^2 - (r-h_p)^2}$$

$$B = 2 \cdot r \cdot \arccos\left(\frac{r-h_p}{r}\right)$$

con

Ω	area idraulica (m ²)
B	contorno bagnato (m)
$r = 0,50$ m	raggio interno della tubazione
h_p	altezza idraulica piezometrica

Le soluzioni del problema idraulico applicate alle sezioni idrauliche sono ricercate per via iterativa, ottenendo quanto di seguito riportato:

- sezione trapezia
 - $Q = 0,487$ m³/s
 - $i = 1,0\%$
 - $c = 30$ m^{1/3}/s
 - $h_p = 0,677$ m
 - $\Omega = \left(\frac{0,677}{1,00} + 0,80 + \frac{0,677}{1,00} + 0,80 \right) \cdot \frac{0,677}{2} = 1,00$ m²
 - $B = \sqrt{0,677^2 + \left(\frac{0,677}{1,00} \right)^2} + 0,80 + \sqrt{0,677^2 + \left(\frac{0,677}{1,00} \right)^2} = 2,71$ m
 - $R = \frac{1,00}{2,71} = 0,37$ m
 - $U = 30 \cdot 0,37^{2/3} \cdot 0,0010^{1/2} = 0,49$ m/s
 - $Q = 0,49 \cdot 1,00 = 0,487$ m³/s
- sezione circolare
 - $Q = 0,487$ m³/s
 - $i = 1,0\%$
 - $c = 65$ m^{1/3}/s
 - $h_p = 0,652$ m
 - $\Omega = 0,50^2 \cdot \arccos\left(\frac{0,50-0,652}{0,50}\right) - (0,50-0,652) \cdot \sqrt{0,50^2 - (0,50-0,652)^2} = 0,54$ m²
 - $B = 2 \cdot 0,50 \cdot \arccos\left(\frac{0,50-0,652}{0,50}\right) = 1,88$ m
 - $R = \frac{0,54}{1,88} = 0,29$ m
 - $U = 65 \cdot 0,29^{2/3} \cdot 0,0010^{1/2} = 0,90$ m/s
 - $Q = 0,90 \cdot 0,54 = 0,487$ m³/s

Tutte le sezioni analizzate risultano verificate idraulicamente.

5. RACCOLTA DELLE ACQUE METEORICHE DELL'AREA A NORD

La raccolta delle acque meteoriche dell'area a Nord è collettata in un nuovo fosso che recepisce tutti i solchi esistenti in corrispondenza del limite Nord del campo fotovoltaico. Il nuovo fosso si sviluppa lungo il perimetro dell'impianto solare, dapprima sul lato Nord in direzione Est e successivamente verso Sud, per immettersi nel capofosso recettore.

5.1. Aree drenanti

L'area presente a Nord del campo fotovoltaico è distinta in tre porzioni urbanistiche:

area produttiva PN34	73'041 m ²
residuo verde dell'area PN35	8'403 m ²
area agricola parzialmente edificata	34'621 m ²
totale	116'065 m²

Non tutta la pioggia dell'area produttiva PN34 è indirizzata verso il parco fotovoltaico, tuttavia, a favore di sicurezza nella definizione delle aree drenanti, si considera tutta la superficie della zona urbanistica, poiché a seguito dell'urbanizzazione della stessa è possibile che tutta la portata di scolo sia scaricata nel fosso in progetto.

L'area agricola parzialmente edificata è a sua volta suddivisa nelle seguenti superfici elementari:

impermeabile	13'374 m ²
agricola	21'247 m ²
totale	34'621 m²

Anche in questo caso, a favore di sicurezza, si è sovrastimata l'estensione delle aree impermeabili.

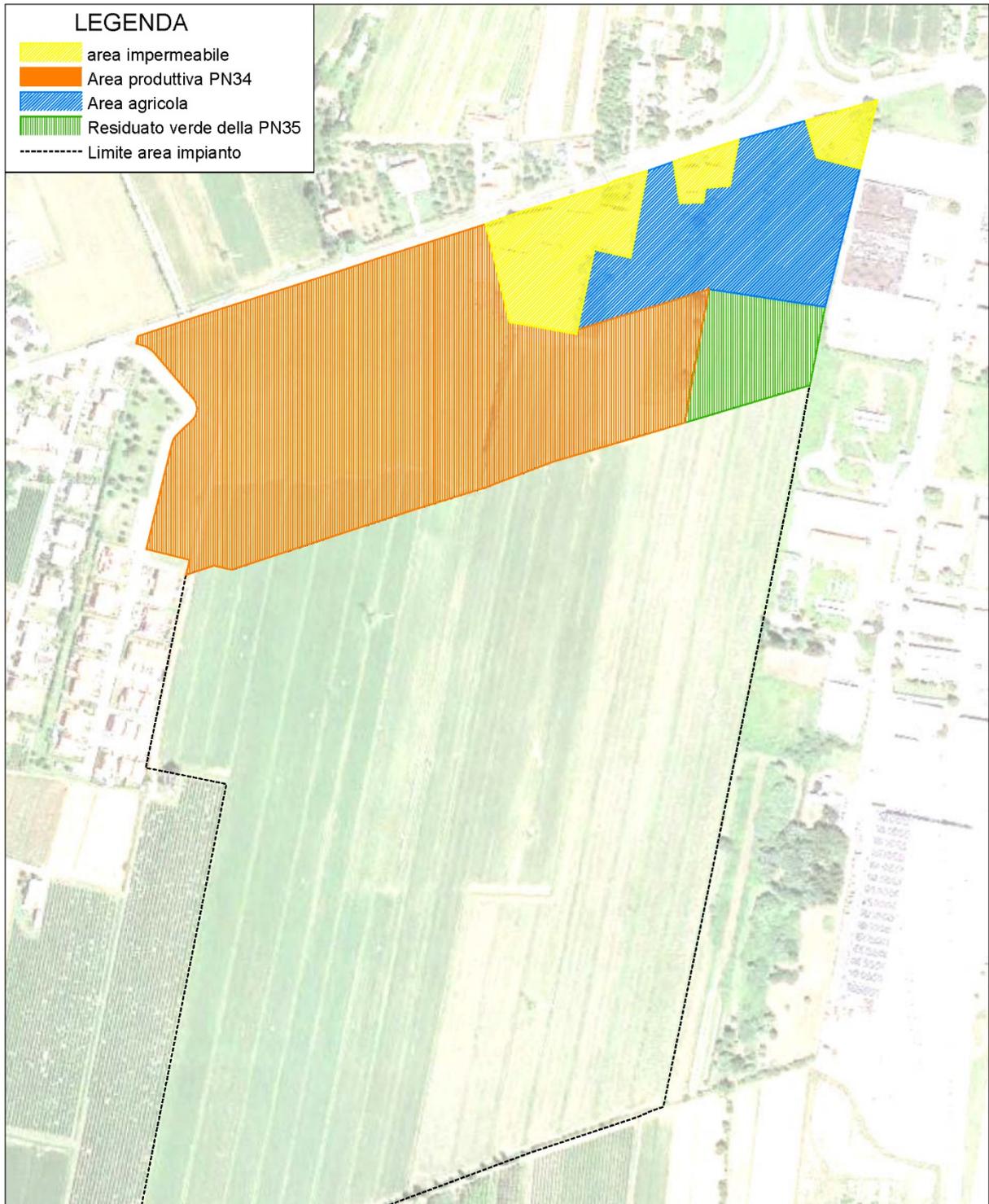


Figura 11: Suddivisione della natura delle aree drenanti esterne al parco fotovoltaico

5.2. Caratteristiche idrauliche dell'area esterna al campo fotovoltaico

Di seguito sono illustrate le caratteristiche idrauliche delle aree nella possibile configurazione finale, urbanizzata. Tale situazione risulta quella potenzialmente più gravosa.

La Valutazione di Compatibilità Idraulica del Piano degli Interventi del Comune di Concordia Sagittaria stima la superficie ed il coefficiente di deflusso della zona produttiva PN34 nella configurazione urbanizzata:

$S = 7,30\ 41$ ha superficie dell'area
 $\varphi = 0,77$ coefficiente di deflusso

L'appendice dell'area urbanistica PN35 esterna al campo fotovoltaico, verso Nord Est, per la quale è prevista la sistemazione a verde, ha le seguenti caratteristiche:

$S = 0,84\ 03$ ha superficie dell'area
 $\varphi = 0,20$ coefficiente di deflusso

L'area agricola parzialmente edificata è distinta nelle seguenti aree omogenee:

- area impermeabile
 - $S = 1,33\ 74$ ha superficie dell'area
 - $\varphi = 0,90$ coefficiente di deflusso
- area agricola
 - $S = 2,12\ 47$ ha superficie dell'area
 - $\varphi = 0,10$ coefficiente di deflusso

Nella Tabella 5 che segue è definito il coefficiente di deflusso medio ponderato dell'intera superficie drenante a Nord del campo fotovoltaico.

Tabella 8: Coefficiente di deflusso dell'area drenante

Area	S (ha)	φ
PN34	7,30 41	0,77
Appendice	0,84 03	0,20
Impermeabile	1,33 74	0,90
Agricolo	2,12 47	0,10
Totale	11,60 65	0,62

5.3. Calcolo della portata massima

Come per l'area del campo fotovoltaico, la portata massima nel fosso in progetto è calcolata sulla base delle considerazioni riportate nel precedente paragrafo 4.3. "Valutazione del volume da invasare".

Pertanto il calcolo è volto alla definizione del volume da invasare per garantire l'invarianza idraulica dell'area drenante e la corrispondente durata critica della precipitazione. La portata massima di alimentazione del fosso è definita sulla base della curva di possibilità pluviometrica considerando la stessa durata critica dell'evento meteo.

Applicando le formule illustrate nel precedente paragrafo 4.3. "Valutazione del volume da invasare", attraverso iterazioni successive si ottiene una durata critica di 660,304 min. Sostituendo tale valore nelle espressioni si calcola:

$$h = \frac{25,4 \cdot t}{(t+10,4)^{0,754}} = \frac{25,4 \cdot 660,304}{(660,304+10,4)^{0,754}} = 123,99 \text{ mm}$$

$$V_{in} = S \cdot \varphi \cdot h \cdot 10 = 11,6065 \cdot 0,62 \cdot 123,99 \cdot 10 = 8'922 \text{ m}^3$$

$$Q_{out} = u \cdot S = 5,0 \cdot 11,6065 = 58,0 \text{ l/s}$$

$$V_{out} = Q_{out} \cdot t \cdot \frac{60}{1'000} = 58,0 \cdot 660,304 \cdot \frac{60}{1'000} = 2'299 \text{ m}^3$$

$$\Delta V = V_{in} - V_{out} = 8'922 - 2'299 = 6'623 \text{ m}^3$$

$$i = \frac{h}{t_{cr}} = \frac{123,99}{660,304} = 0,19 \text{ mm/min}$$

$$Q_{in} = \varphi \cdot i \cdot S \cdot \frac{10}{60} = 0,62 \cdot 0,19 \cdot 11,6065 \cdot \frac{10}{60} = 0,225 \text{ m}^3/\text{s}$$

5.4. Verifica idraulica del canale

Il fosso è costituito da un canale in terra profondo 90 cm con sezione trapezia. La base del fosso è larga 1,00 m e le sponde hanno inclinazione di 45°. Il fosso ha pendenza uniforme in tutta la lunghezza e pari al 1,0‰.

La verifica idraulica è svolta secondo il principio del moto uniforme, attraverso la formula di Chezy considerando la scabrezza secondo Strickler. Per la verifica sono utilizzate le formule illustrate nel precedente paragrafo 4.4. "Proposta di mitigazione idraulica per il mantenimento dell'invarianza idraulica".

Svolgendo il calcolo per iterazioni successive si ottiene un'altezza piezometrica di 0,407 m. Sostituendo i valori nelle espressioni si ricava:

$$\Omega = \left(\frac{h_p}{i_{sx}} + b + \frac{h_p}{i_{dx}} + b \right) \cdot \frac{h_p}{2} = \left(\frac{0,407}{1} + 1,00 + \frac{0,407}{1} + 1,00 \right) \cdot \frac{0,407}{2} = 0,57 \text{ m}^2$$

$$B = \sqrt{h_p^2 + \left(\frac{h_p}{i_{sx}} \right)^2} + b + \sqrt{h_p^2 + \left(\frac{h_p}{i_{dx}} \right)^2} =$$

$$= \sqrt{0,407^2 + \left(\frac{0,407}{1} \right)^2} + 1,00 + \sqrt{0,407^2 + \left(\frac{0,407}{1} \right)^2} = 2,15 \text{ m}$$

$$R = \frac{\Omega}{B} = \frac{0,57}{2,15} = 0,27 \text{ m}$$

$$U = c \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2} = 30 \cdot 0,27^{2/3} \cdot 0,001^{1/2} = 0,39 \text{ m/s}$$

$$Q = U \cdot \Omega = 0,39 \cdot 0,57 = 0,225 \text{ m}^3/\text{s}$$

6. INVARIANZA IDRAULICA DELLE OPERE ESTERNE

All'esterno del campo fotovoltaico è prevista la formazione della cabina ENEL ed il relativo elettrodotto interrato per la cessione dell'energia prodotta dall'impianto in progetto e la pista per l'accesso al parco solare.

La cabina ha pianta rettangolare larga 13,20 m e profonda 2,50 m, con estensione aerale di 33 m². La cabina è realizzata in prossimità di via A. Arrio, con fronte parallelo alla viabilità, alla distanza di circa 6,5 m. Tra la strada esistente e la cabina è realizzato un piazzale di sosta e manovra in terra battuta, con superficie di 87 m².

La strada di accesso al campo fotovoltaico collega l'impianto a Via A. Arrio. Essa è realizzata in terra battuta e presenta larghezza di 3,00 m. La pista è lunga 51 m ed occupa una superficie complessiva di 152 m².

L'elettrodotto di connessione del campo fotovoltaico alla cabina ENEL è completamente interrato e si sviluppa dapprima nella pista di accesso all'impianto solare e negli ultimi 21 m parallelamente alla viabilità nel prato esistente.

L'elettrodotto di connessione tra la cabina ENEL e la cabina AT/MT è realizzato anch'esso interrato nella Via A. Arrio e nella Strada Statale 14.

Valutata la superficie ridotta occupata dalle opere e l'impermeabilizzazione parziale delle stesse, non risulta necessario ricorrere alla valutazione del volume di invaso necessario ad ottenere l'invarianza idraulica. Nel caso specifico è sufficiente adottare buoni criteri costruttivi per limitare le superfici impermeabili.

La progettazione ha limitato l'impermeabilizzazione alla sola sagoma della cabina elettrica. La pista di accesso al campo fotovoltaico è realizzata in terra battuta, che forma quindi una superficie semi permeabile. L'elettrodotto di connessione tra il campo fotovoltaico e la cabina ENEL è interrato nella pista di accesso e per soli 21 m nel prato, limitando quindi l'influenza sulla permeabilità dell'area interessata. Il cavidotto di connessione tra la cabina ENEL e la cabina MT/AT di recapito finale è realizzato interrato al di sotto della viabilità esistente, mantenendo del tutto inalterata l'impermeabilizzazione dell'area interessata rispetto alla situazione attuale.

Il modesto (insignificante) aumento di impermeabilizzazione dell'area rispetto alla situazione attuale dovuto alle opere realizzate al di fuori dell'impianto solare, risulta ampiamente compensato dalla capacità di invaso offerta dal nuovo fosso collettore di scarico delle acque dell'area a Nord del campo fotovoltaico.

Il nuovo fosso collettore ha sezione trapezia con area idraulica utile di 2 m², lievemente maggiore della condizione attuale. Inoltre, la lunghezza del fosso esistente è pari a 706 m, mentre quello in progetto si estende per 1106 m. La differenza di lunghezza di 400 m con area idraulica di 2 m², produce un incremento della capacità di accumulo di circa 800 m³, che risulta ampiamente sovradimensionata rispetto al minimo incremento di impermeabilizzazione generato.